

PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz

Lehrstuhl für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

30-0111/2-1-01

TECHNISCHE UNIVERSITÄT

BRAUNSCHWEIG

Arbeitsbericht II/1

Konstitutives Stoffmodell des Verbundverhaltens
von einbetoniertem Bewehrungsstahl
(Literaturstudie)

von

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

Dipl.-Ing. A. Rohling

Februar 1984

Untersuchungen im Auftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft:

Schwerpunktprogramm: "Stoffgesetze im konstruktiven Ingenieurbau"

Ak: Ro 288/19-1

B I B L I O T H E K

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz

der Technischen Universität Braunschweig

Beethovenstraße 52

D-3300 Braunschweig

Postsendungen:
3300 Braunschweig, Beethovenstraße 52
Fernschreiber: 9 52 698 ibstb d

Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher:
391 5421
Ortskennzahl 0531
Kommt keine Verbindung zustande
bitte 391 5431 wählen

Besuchszeiten:
Montag bis Freitag 9 - 16 Uhr

1. Einleitung
2. Bedeutung und Mechanismus des Verbundes
 - 2.1 Bedeutung des Verbundes
 - 2.2 Mechanismus des Verbundes
 - 2.2.1 Zur Existenz eines Verbund-Werkstoffgesetzes
 - 2.2.2 Die Verbundwiderstände
 - 2.2.3 Verformungen, Rißbildung und Bruch
 - 2.3 Bewertung und offene Fragen
3. Methoden der Verbundprüfung
 - 3.1 Prüfkörpertypen und Verbundbeanspruchungsbereiche im Tragwerk
 - 3.2 Der Dehnkörper
 - 3.3 Der Ausziehkörper
 - 3.4 Balkenabschnitt und Balkenendkörper
 - 3.5 Balken
4. Einflüsse auf das Verbundverhalten
 - 4.1 Vorbemerkungen
 - 4.2 Einfluß von Form und Zustand der Staboberfläche
 - 4.2.1 Einfluß der Profilierung
 - 4.2.2 Einfluß des Oberflächenzustands
 - 4.2.3 Einfluß des Stabdurchmessers
 - 4.2.4 Einfluß des Dehnungs- bzw. Spannungszustands des Stahlstabes
 - 4.2.5 Bewertung und offene Fragen
 - 4.3 Betontechnologische Einflüsse
 - 4.3.1 Einfluß der Betonfestigkeit
 - 4.3.2 Einfluß der Betonzusammensetzung und der Konsistenz
 - 4.3.3 Verbundverhalten der Bewehrungsstäbe in Leichtbeton
 - 4.4 Einfluß der Lagegeometrie der Bewehrungsstäbe im Prüfkörper bzw. Bauteil
 - 4.4.1 Bewertung und offene Fragen
 - 4.5 Einfluß von Temperatur und Feuchte
 - 4.5.1 Einfluß hoher Temperaturen
 - 4.5.2 Einfluß tiefer Temperaturen
 - 4.5.3 Feuchteeinfluß
 - 4.5.4 Bewertung und offene Fragen

- 4.6 Einfluß der Beanspruchungsart
 - 4.6.1 Verbundverhalten druckbeanspruchter Stahlstäbe
 - 4.6.2 Einfluß einer Querbeanspruchung auf den Stahlstab
 - 4.6.3 Bewertung und offene Fragen
- 4.7 Einfluß der Beanspruchungsgeschichte
 - 4.7.1 Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit
 - 4.7.2 Einfluß der Belastungsdauer (Verbundkriechen)
 - 4.7.3 Einfluß nichtruhender Belastungen
 - 4.7.4 Bewertung und offene Fragen
- 5. Theoretische Ansätze
 - 5.1 Vorbemerkungen
 - 5.2 Indirekte Berücksichtigung des Verbundes
 - 5.3 Direkte Berücksichtigung des Verbundes
 - 5.3.1 Vorbemerkungen
 - 5.3.2 Anforderungen an ein Verbundmodell
 - 5.3.3 Verbundgesetze für Kurzzeitbelastung
 - 5.3.4 Verbundgesetze für zeitabhängige Einwirkungen
 - 5.3.5 Umsetzung und Anwendung von Verbundgesetzen
- 6. Schlußbemerkungen

1. EINLEITUNG

Die Bemessung von Stahl- bzw. Spannbetonbauteilen setzt neben der Kenntnis der Materialeigenschaften der Einzelbaustoffe Stahl und Beton auch die Kenntnis des Zusammenwirkens der beiden Stoffe voraus. Das Verbundverhalten bestimmt neben dem Tragverhalten einer Konstruktion auch Verformungsverhalten, Rißbildung und Dauerhaftigkeit. Wegen dieser fundamentalen Bedeutung des Verbundes hat mit Beginn der Stahlbetonbauweise eine intensive im wesentlichen experimentelle, aber auch theoretische Forschungstätigkeit eingesetzt.

Ein chronologischer Überblick der bisherigen Verbundforschung wird von Dörr et al. [12] gegeben. Mit dem CEB-Bericht "Bond Action and Bond Behaviour of Reinforcement" [7] aus dem Jahre 1982 liegt eine weitere Darstellung über den aktuellen Stand der Verbundforschung vor.

Trotz der vorliegenden umfassenden Berichte wird die folgende Zusammenfassung des Kenntnisstandes für notwendig erachtet, da nur so als wesentlich erkannte Lücken und Mängel der Verbundforschung aufgezeigt werden können.

Diese Arbeit gliedert sich in 4 Abschnitte.

Im ersten Abschnitt wird der Mechanismus des Verbundes beschrieben. Im zweiten Abschnitt werden die Methoden der Verbundprüfung sowie die Interpretation der Versuchsergebnisse diskutiert. Der dritte Abschnitt gibt einen Überblick über experimentelle Verbunduntersuchungen. Der Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton hängt von den Materialeigenschaften des Betons, der Ausbildung der Stahloberfläche, der Beanspruchungsart und -geschichte, von Temperatureinflüssen, der Lagegeometrie der Bewehrungsstäbe sowie anderen Einflüssen ab. Der Einfluß dieser Parameter auf das Verbundverhalten wird - ohne Anspruch auf Vollständigkeit - anhand bekannter Versuchsergebnisse dargestellt und diskutiert. Ziel des Forschungsvorhabens ist die Formulierung eines Verbundgesetzes für Biegebereiche; daher werden die komplexen Beanspruchungen im Bereich von Übergreifungen nicht behandelt. Hier wird auf den CEB-Bericht [7] verwiesen. Im fünften Abschnitt des Berichtes werden theoretische Arbeiten behandelt.

2. BEDEUTUNG UND MECHANISMUS DES VERBUNDES

2.1 Bedeutung des Verbundes

Unter Verbund oder Verbundwirkung ist die kraftschlüssige und verschiebungsarme Koppelung zwischen dem Bewehrungsstab und dem umgebenden Beton oder Einpreßmörtel zu verstehen. Die Koppelung erfolgt entlang der Staboberfläche i. w. durch eine Verzahnung zwischen der rauhen und/oder profilierten Staboberfläche und dem Betonfeinmörtel.

Die Verbundwirkung stellt eine wesentliche Voraussetzung für das Gebrauchsverhalten und die Tragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen dar. Der Nachweis der Gebrauchsfähigkeit für Stahlbeton und teilweise Vorspannung beinhaltet vor allem die Beschränkung der Rißbreiten, damit die Bewehrungskorrosion vermieden wird und die Dauerhaftigkeit gesichert bleibt. Auch ästhetische Gründe erzwingen die Kontrolle der Rißbildung. Da sich die Rißbreite i.w. aus den Relativverschiebungen v zwischen Stahl und Beton an den Rißufern ergibt, wird sie nachhaltig von der Verbundsteifigkeit gesteuert. Bild 2.1 erläutert die Tatsache schematisch an einem Biegeriß eines mäßig gerissenen Balkens (nicht ausgeprägtes Rißbild).

Die Verbundwirkung wird durch die Verbundspannung $\tau_v(x)$ erzielt, die die Stahlkraft im Riß, $Z_{sR} = \sigma_{sR} \cdot A_s$, entlang einer Einleitungsstrecke l_v wieder in den Beton einträgt. Je steifer der Verbund, um so kürzer ist die Strecke l_v und um so geringer fällt die Rißbreite w aus. Existiert kein Verbund, so wird die Rißbreite sehr groß, der Bewehrungsstab wird zum Zugband.

Die Verbundwirkung schlägt sich auch im Verformungsverhalten eines Bauteils nieder. Bild 2.2 zeigt am Beispiel eines mit Trennrissen durchsetzten Zugstabes, wie sich die Verbundwirkung im Kraft-Verformungsverhalten und in der Dehnsteifigkeit K_D äußert, wobei auch der Bewehrungsgrad sowie die Größe und Streuung der Betonzugfestigkeit von Einfluß sind. Je steifer der Verbund, um so größer ist die Dehnsteifigkeit und die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen, die durch die Differenz $\Delta \epsilon_s$ zur nackten Stahlgeraden zum Ausdruck kommt. Die wirklichkeitsnahe Verformungs- bzw. Zwangermittlung erfordert demnach auch die Erfassung des Verbundes.

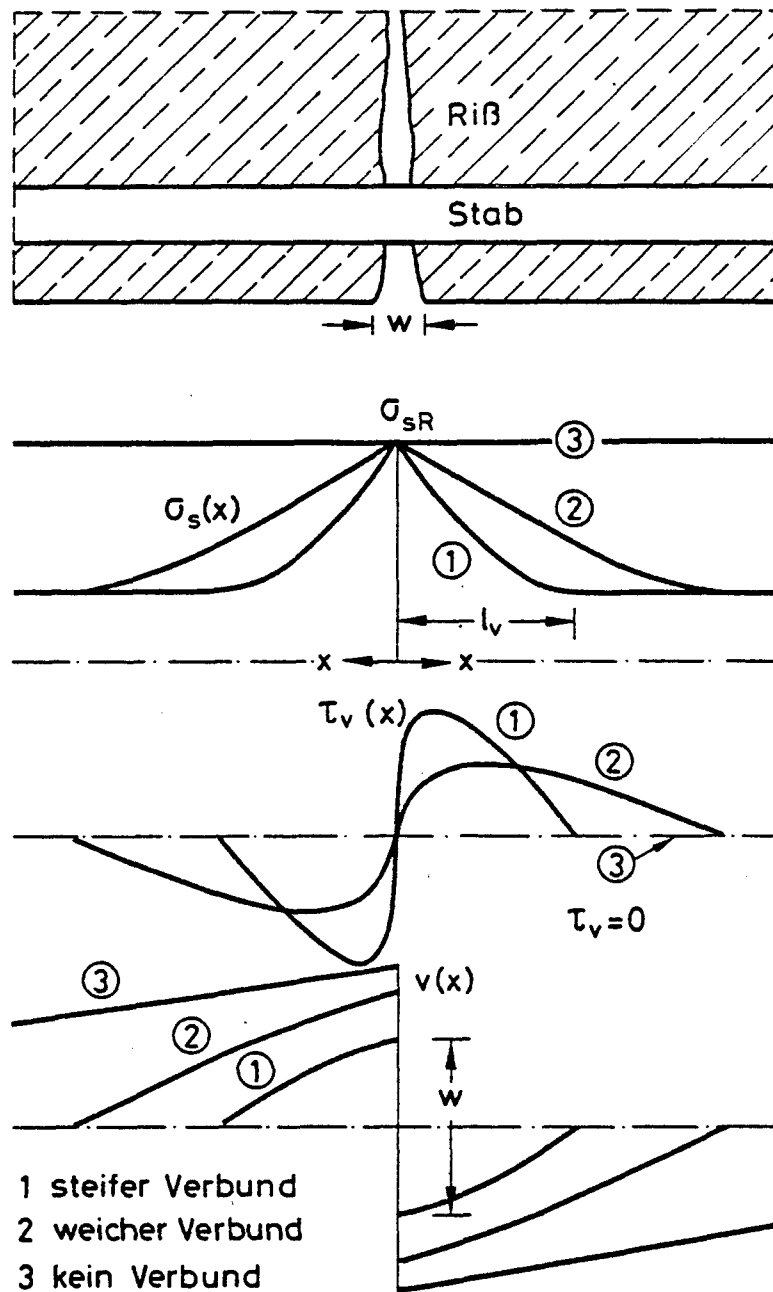


Bild 2.1: Einfluß des Verbundes auf die Rißbreite am Beispiel eines Biegerisses

Aber auch im rechnerischen Bruchzustand ist ein intakter Verbund die essentielle Voraussetzung für die Aktivierung der Querschnittstragfähigkeit. Bricht der Verbund durch plastische Streckung des Stahles oder durch Absprengen der Betonüberdeckung zusammen, so wäre dies mit einem sprungartigen Anwachsen der kritischen Rißstahldehnung verbunden. Die

2.2 Mechanismus des Verbundes

2.2.1 Zur Existenz eines Verbund-Werkstoffgesetzes

Das Schnittkraft-Verzerrungsverhalten eines Bauteils im Zustand II hängt nicht nur von den Werkstoffgesetzen der Stoffe Beton und Bewehrungsstahl, sondern auch von der Verbundwirkung ab. Man war deshalb sehr früh bestrebt, die Verbundwirkung durch ein einfaches Schubspannung-Verschiebungsgesetz zu beschreiben.

Während es in einer axial gedrückten Betonprobe gelingt, zumindest nominell ein homogenes, einachsiges Spannungsfeld zu erzeugen, ist dies in einem Verbundversuch grundsätzlich nicht möglich. Bild 2.3 soll diese Problematik erläutern, die prinzipiell bei jeder Art der Verbundprüfung vorliegt.

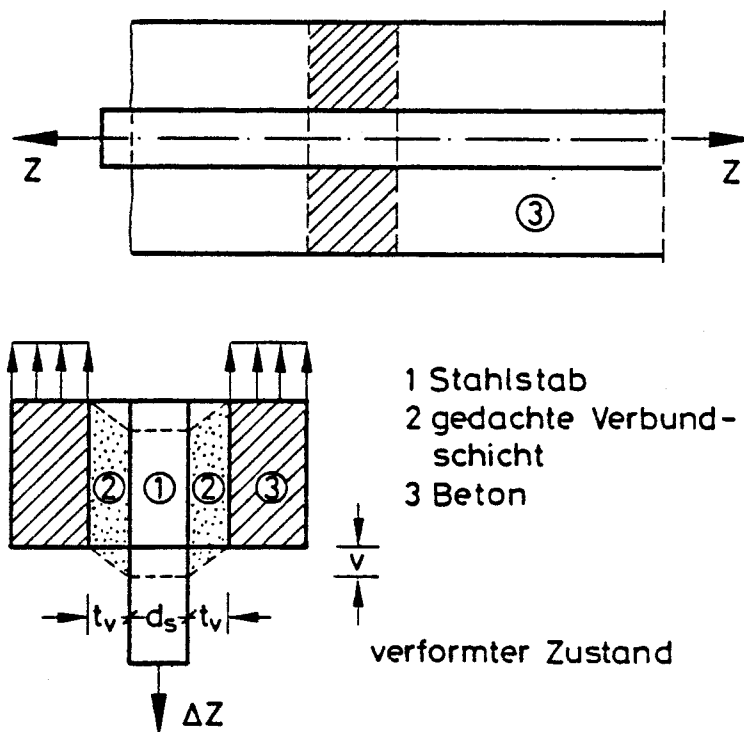


Bild 2.3: Verformungen einer gedachten Verbundschicht

An einer Stoffscheibe, die man sich aus einem zylindrischen Zugkörper herausgeschnitten denken muß, soll das Verhalten studiert werden. Ein Werkstoffgesetz einer gedachten Verbundschicht der Dicke t_v , analog zur Elastizitätstheorie,

$$\tau_v(v) = \gamma G = \frac{v}{t_v} G = K \cdot f(v) \quad (2.1)$$

bedingt, daß an jeder Stelle der Verbundschicht reiner Schub herrscht. Dies ist zumindest an den Enden der Schicht aber nicht gegeben, an denen zusätzlicher Querkzug bzw. Querdruck geweckt wird. Damit enthält jeder Verbundversuch in untrennbarer Weise zusätzliche Beanspruchungen und Verformungen, die implizit in die $\tau_v(v)$ -Beziehung eingehen. Ein von der Versuchsart und Prüfkörperform unabhängiges Werkstoffgesetz des Verbundes ist nicht gewinnbar. Trotz dieser Einschränkung soll im folgenden der Mechanismus des Verbunds am sogen. Ausziehversuch (Druckausziehversuch oder Pull-Out-Test) besprochen werden, der es erlaubt, wenigstens die wichtigsten Phänomene zu studieren. Hier wird zunächst nur ein Überblick gegeben. Die eingehende Analyse des mechanischen Verhaltens folgt an späterer Stelle.

2.2.2 Die Verbundwiderstände

Rehm [56] hat die in Bild 2.4 dargestellte Aufteilung der vom Bewehrungsstab in den Beton einzuleitenden Kräfte gewählt. Dies geschah einerseits, um Kriterien zur Beurteilung des Verbundverhaltens beliebig profilierter Stäbe zu entwickeln, und andererseits, um die zugehörigen Verteilungsgesetze der maßgebenden Spannungen und Dehnungen entlang von Verbundstrecken abzuleiten. Auch wenn die Kräfte am Stabdifferential (Länge gleich Rippenabstand) angeschrieben werden, so sind sie als Mittelwerte entlang ihrer Wirkungsflächen zu verstehen.

Das Zugkraftinkrement ΔZ erzeugt die Rippendruckkraft F_R und die Gleitwiderstandskraft F_G :

$$F_R = \sigma_R \pi(d_s + a_R) a_R \quad (2.2)$$

$$F_G = \tau_G \pi d_s \cdot c_R \quad (2.3)$$

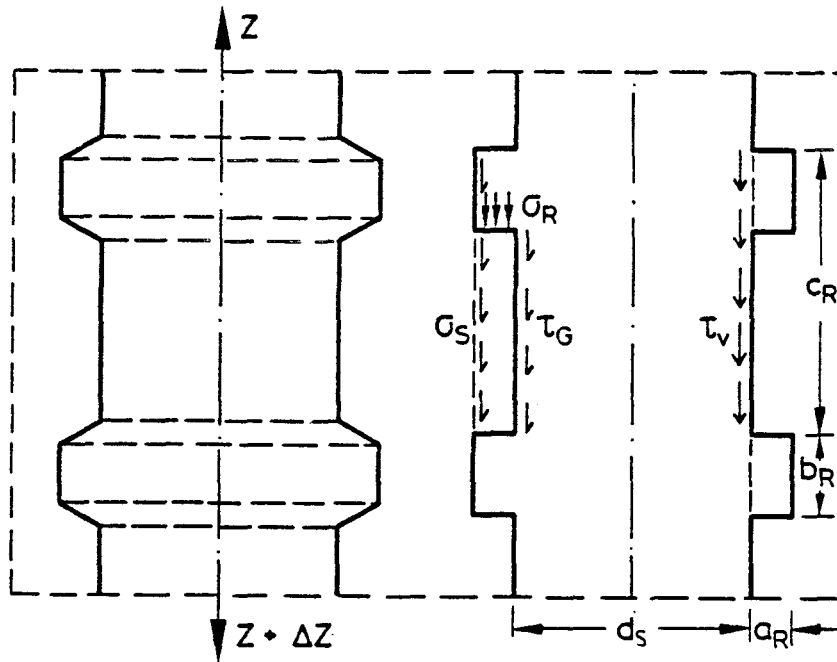


Bild 2.4: Idealisierter Bewehrungsstab und innere Kräfte gegen den Beton

Die Wirkung beider Kräfte kann durch eine äquivalente Scherkraft F_S ersetzt werden:

$$F_S = \sigma_S \pi(d_s + 2a_R)c_R = F_R + F_G \quad (2.4)$$

Bei Vernachlässigung des Gleitwiderstandes entspricht $F_S \cong F_R$. Damit verhalten sich Scher- und Druckspannung wie folgt zueinander:

$$\frac{\sigma_S}{\sigma_R} \cong \frac{a_R}{c_R}, \quad (2.5)$$

sofern $a_R < d_s$, was für übliche Rippenstähle erfüllt ist. Das Verhältnis a_R/c_R wird als bezogene Rippenfläche f_R bezeichnet:

$$f_R = \frac{a_R}{c_R} = \frac{\text{Rippendruckfläche}}{\text{Mantelscherfläche}} < 1 \quad (2.6)$$

Rehm [57] zeigte, daß f_R eine wesentliche Steuergröße des Verbundes ist (s. a. Abschnitt 4.2.1). Letztendlich entspricht die Scherspannung ungefähr auch der nominellen Verbundspannung

$$\tau_v \approx \sigma_s \quad (2.7)$$

bzw. die Verbundspannung ist mit der Pressung wie folgt verknüpft:

$$\tau_v \approx \sigma_R f_R \quad (2.8)$$

Diese bekannten Zusammenhänge sollen daran erinnern, daß die Verbundspannung eine Ersatzspannung für die diskontinuierliche und konzentrierte Krafteintragung über die Betonkonsolen darstellt. Setzt man, wie im Versuch gemessen, eine Verbundbruchspannung von

$$\tau_{vu} \approx 0,30 \text{ bis } 0,50 \beta_w \quad (2.9)$$

ein, so ergibt sich mit einem praxisüblichen Wert von $f_R = 0,08$ eine Rippenpressung im Bruchzustand von $\sigma_{Ru} \approx 5 \beta_w$. Eine derartig hohe Pressung kann nur durch Druckdreiaxsigkeit ertragen werden.

Im üblichen Ausziehversuch (s. Abschn. 3.3) mit kurzer Verbundlänge $l_v = m d_s$ ($m < 10$) wird die Beanspruchung geregelt bis zum Versagen durch Gleiten oder Sprengen aufgebracht. Die Verbundspannung wird als über die Verbundlänge l_v konstant verteilt angenommen: $\tau_v(v) = \tau_{vm}(v)$. Die Verschiebung v wird am lastabgewandten Stabende relativ zur unbelasteten Betonstirn gemessen.

Bild 2.5 zeigt qualitativ die τ_v - v -Beziehung für einen glatten und einen gerippten Stab, wie sie sich üblicherweise im Versuch ergibt, sofern ein vorzeitiges Versagen durch Sprengen nicht auftritt.

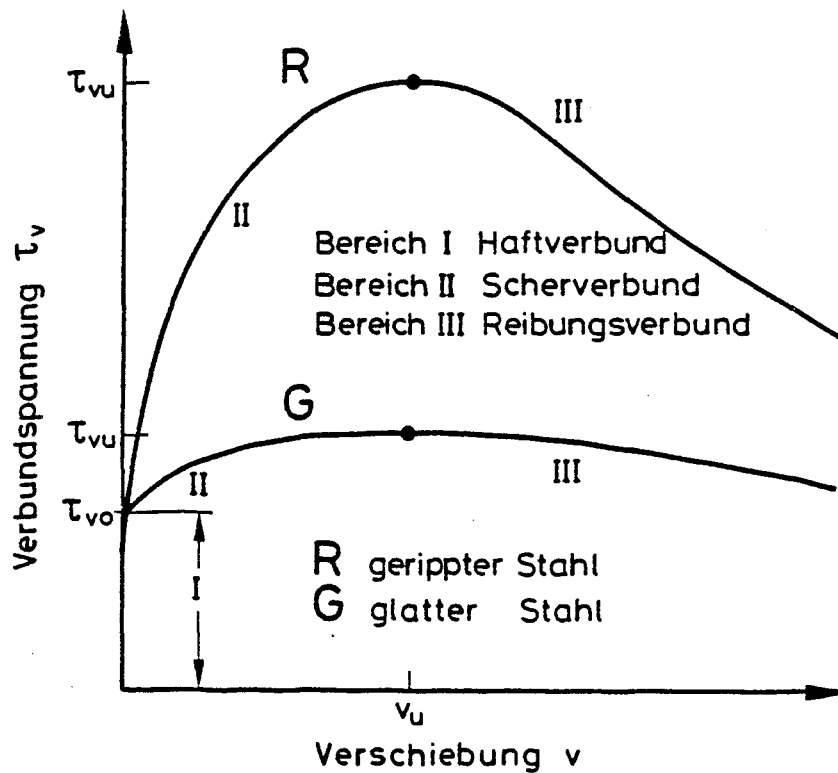


Bild 2.5: Qualitative Darstellung von Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen glatter und gerippter Stähle

Die dargestellten Beziehungen erlauben das qualitative Ablesen der drei wesentlichen Beiträge (Widerstände) der Verbundübertragung:

- Haftverbund
- Scherverbund
- Reibungsverbund

Der Haftverbund beruht auf chemisch-physikalischen Bindungen zwischen Zementstein und Staboberfläche. Diese Adhäsion entspricht in Natur und Wirkung der von Rehm, Diem und Zimbelmann [58] beobachteten Bindung zwischen Zementstein und Betonzuschlag. Der Haftverbund ist starr, er wird mit minimalen Verschiebungswegen spröde überwunden (Bereich I). Er hängt sowohl von der Güte des Zementsteins (W/Z-Wert) als auch vom Oberflächenzustand des Stahles ab (Zunder, Rost, Schmutz, Fett u. a.).

Glatte Betonstahl zeigt nach dem Überwinden des Haftverbundes noch einen gewissen Kraftanstieg bis zum Höchstwert τ_{vu} . Betonstahl ist ein Massenprodukt, dessen Querschnitt örtliche Schwankungen und dessen Oberfläche Mikro- und Makrorauigkeiten aufweist. Verzahnung und Reibung werden bei großen Gleitwegen gleichzeitig auftreten (Bereich II und III). Trost et al. [83] studierten dieses Phänomen im Zusammenhang mit dem Verbund glatter und profilierter Spannstähle.

Beim Rippenstahl springt nach dem Überwinden des Haftverbundes der weit- aus wirksamere Scherverbund an (Bereich II). Der Scherverbund wird durch eine mechanische Verzahnung zwischen dem Bewehrungsstab und dem Beton erzielt. Diese Verzahnung wird in der Regel durch aufgewalzte Rippen erreicht, entsteht aber auch durch geeignete andere Profilierungen, Verdrehungen bzw. durch große Oberflächenrauigkeit bei glatten Stählen. Die Größe des Scherwiderstandes hängt bei gerippten Stäben von der Rippengeometrie und von der bezogenen Rippenfläche f_R ab.

Im baupraktisch nutzbaren Bereich I + II hängt beim Rippenstahl die τ_v -v-Beziehung von der Verformung des Betons der Konsolen, von Mikro- und Makrorißbildung sowie von inneren und äußeren Bruchvorgängen ab. Der Bereich III ist für übliche Bauaufgaben ohne Bedeutung. Er kann bei außergewöhnlichen dynamischen Beanspruchungen (Erdbeben, Impakt) zur Abschätzung des Energieverzehr oder der Resttragfähigkeit von Interesse sein.

2.2.3 Verformungen, Rißbildung und Bruch

Das Verbundverhalten steht mit den folgenden Phänomenen in Zusammenhang, die eng miteinander verknüpft sind:

- elastische und plastische Verformungen der Betonkonsolen
- Verbundrißbildung
- Ablösen des Betons vom Bewehrungsstab in Rißnähe
- Sprengrißbildung
- Zerstörungsvorgänge an den Betonkonsolen

Elastische und plastische Verformung der Betonkonsolen

Die Untersuchungen von Rehm [56], Lutz und Gergely [38] und anderen zeigen, daß die Verschiebungen im Bereich relativ geringer Verbundbeanspruchung (anfänglicher Bereich II) hauptsächlich durch die Verformungen der Betonkonsole verursacht werden.

Die mechanische Natur der Verschiebungen im Kurzzeitversuch kann man durch Zwischenentlastungen an definierten Lastniveaus und durch Wiederbelastungen beurteilen. Eigene Versuche und auch die anderer zeigen das typische Verhalten von Bild 2.6.

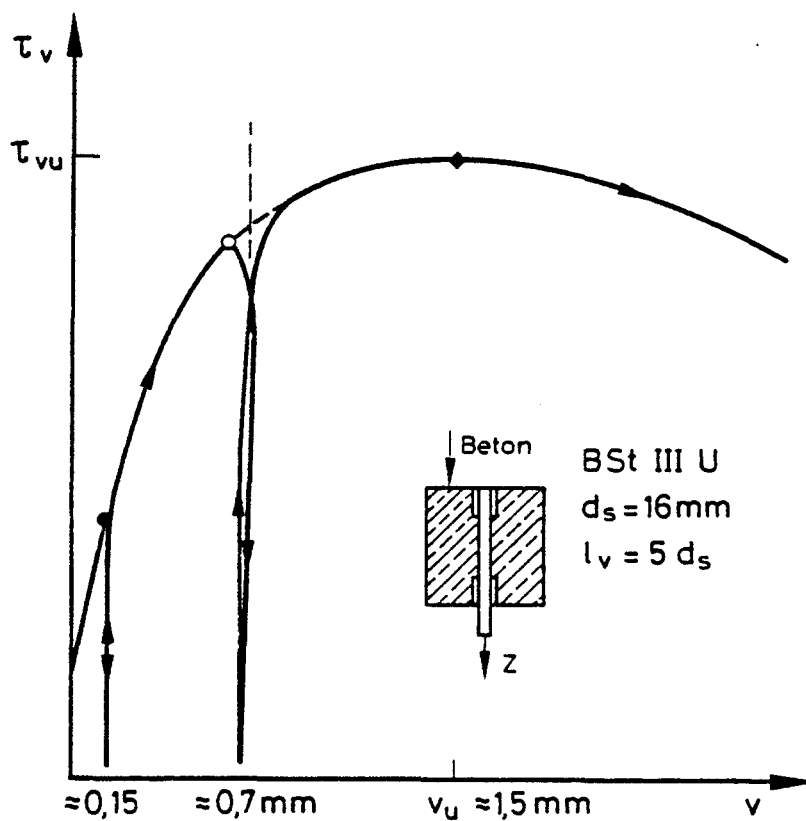


Bild 2.6: Typisches Ent- und Wiederbelastungsverhalten im Ausziehversuch

Die Zwischenentlastungslinien decken sich nahezu mit den Wiederbelastungslinien, beide sind fast lotrecht. Jede Zwischenentlastung hinterläßt gerade so viel an irreversiblen Schlupf, wie sich im monotonen Versuch an einem jungfräulichen Ausziehkörper am betrachteten Lastniveau eingestellt hätte. Die Wiederbelastungslinie schmiegt sich vollständig in die jung-

fräuliche τ_v - v -Linie ein. Schaltete man im entlasteten Zustand eine Rast ein, so konnte eine meßbare, anelastische Rückfederung nicht beobachtet werden.

Einen weiteren Einblick in das Verschiebungsverhalten verschaffen Lastwiederholungen. Bild 2.7 zeigt ein typisches Ergebnis. Der Schlupf nimmt mit jedem Zyklus zu, allerdings mit degressiver Rate.

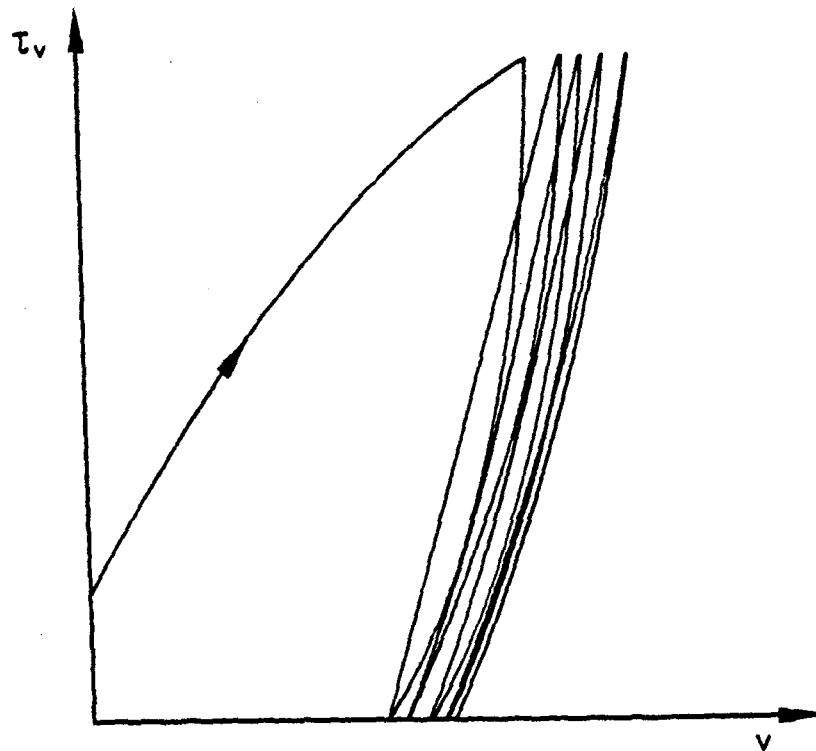


Bild 2.7: Schematische Darstellung des Ent- und Wiederbelastungsverhaltens bei zyklischer Beanspruchung

Die eigentümliche, wenn auch sehr kleine Schlupfzunahme bei Beginn der Entlastung ist schwer zu erklären. Sie hängt möglicherweise damit zusammen, daß die Verschiebung der Verbundzone fern vom Ort ihrer Entstehung aufgenommen wird und daß deshalb Rückverformungseffekte des Betonkörpers hineinspielen. Diese Erscheinung wurde allerdings auch bei Beton auf Druck beobachtet.

Aus den Beobachtungen kann man ableiten, daß der Anteil der elastischen Verformungen sehr gering sein muß und daß der wesentliche Anteil aus irreversiblen, plastischen Verformungen besteht. Diese plastischen Verformungen entstehen durch Verdichtung der Feinmörtelschicht unter den Rippen sowie durch Mikrorißbildung.

Verbundrißbildung

Die hohen plastischen Verformungen der Betonkonsolen und die Mikrorißbildung in deren Bereich stehen in unmittelbarem Zusammenhang mit der Rißbildung des Stahlbetonbauteils. Während die Haftspannungen τ_1 infolge der örtlichen Veränderung der Stahlzugkraft ($M' \neq 0$) meist klein sind, nehmen die Verbundspannungen zu beiden Seiten von Biege-, Trenn- und Schubrisen hohe Werte an (s. Bild 2.1).

Eine Vorstellung über die Tragwirkung im Bereich der Einleitungslänge kann man sich wie folgt verschaffen: Zwei Stoffschichten, Beton und Stahl, sind über Einlaßdübel miteinander verbunden, die eine Schubkraft zu übertragen haben. Es leuchtet aus Erfahrung ein, daß die Beanspruchung der Betonkonsolen vom Riß weg abnehmen muß.

Hält man sich vor Augen, daß die Kraftübertragung durch hohe lokale Rippenpressungen und außerdem diskontinuierlich erfolgt, so müssen neben elastischen und plastischen Verformungen wegen der Spannungskonzentration einerseits und wegen der niedrigen Betonzugfestigkeit andererseits auch Mikrorisse auftreten.

Goto [23] und Broms [5] gelang es als ersten, die innere Rißbildung experimentell nachzuweisen. Goto untersuchte zentrisch bewehrte Dehnkörper, die etwa im Endrißabstand vorgekerbt waren, um die Stellen der ersten Primärrisse vorzuzeichnen. Bei Erreichen bestimmter Zugkräfte injizierte er über zwei parallel zum Bewehrungsstab verlaufende Kanäle eine Farblösung in den Versuchskörper. Das Freilegen des Bewehrungsstabes nach Versuchsende zeigte, daß nach dem Auftreten der Primärrisse PR von jeder Rippe ein weiterer kleiner Riß (Verbundriß) ausgeht, der mit der Stablängsachse einen Winkel von im Mittel 60° bildet. Die Verbundrisse werden mit zunehmendem Abstand vom Primärriß steiler, was dem Verlauf der stabnahen Hauptzugspannungen entspricht (s. Bild 2.8).

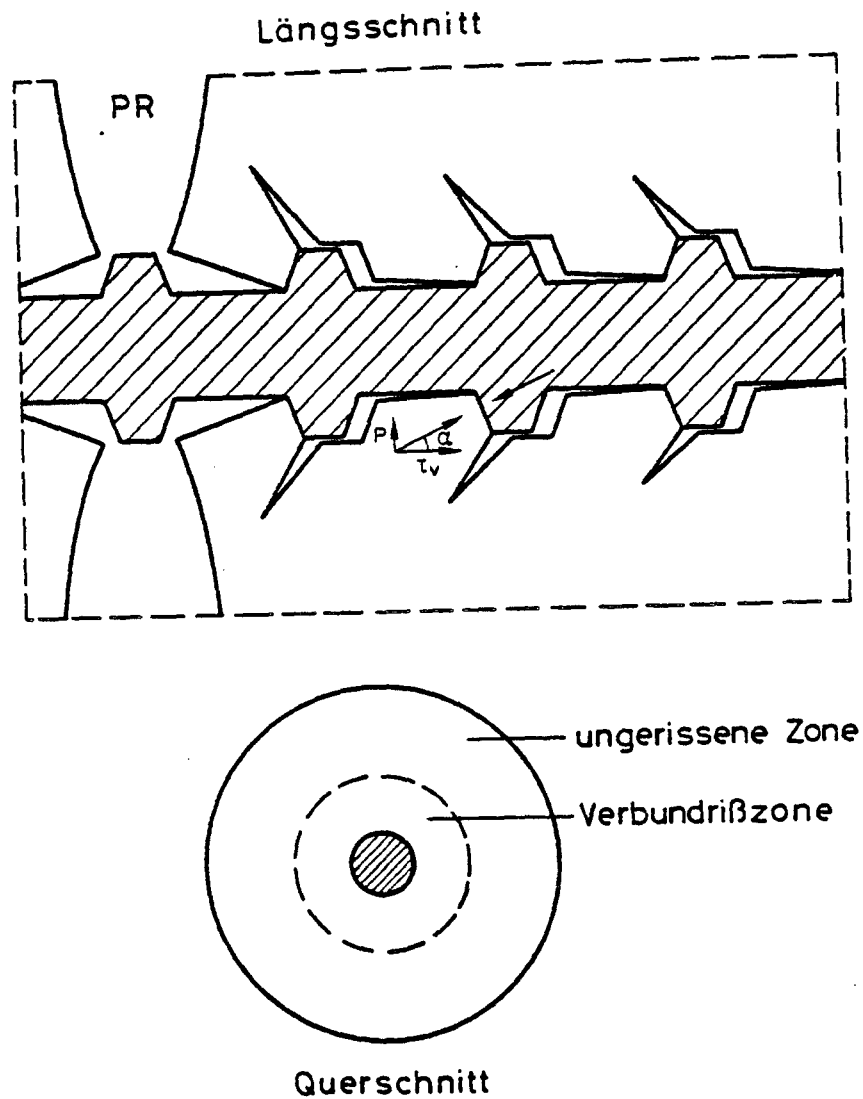


Bild 2.8: Innere Rißbildung nach Goto [23]

Goto bezeichnet das entstandene Rißbild als ein kammartiges und verformtes Traggebilde. In Bild 2.8 ist die innere Rißbildung und der sich einstellende Tragmechanismus schematisch dargestellt. Nimmt man idealisierend an, die Rippen verliefen kreiszylindrisch um den Stab, so bilden die Verbundrisse kegelstumpfförmige Rißflächen mit Ablösungen vom Mantel.

Die Verbundrisse an den zum Primärriß benachbarten Rippen bilden sich bald nach der Primärrißbildung, also unter Stahlspannungen, die etwa der Erstrißstahlspannung entsprechen. Ihre Anzahl und Tiefe wächst mit der Zugkraft. Um den Stab bildet sich eine zylindrische Rißzone, die von einem

ungerissenen Mantel umschlossen wird. Bei hoher Belastung bilden sich sekundäre Trennrisse zwischen den Primärrissen, sie nehmen ihren Ausgang von Verbundrissen.

Aus dem Tragmechanismus von Bild 2.8 kann man ableiten, daß auf den Beton der inneren Rißzone radial nach außen gerichtete Druckkräfte wirken. Damit entstehen im äußeren Ringmantel tangential gerichtete Zugspannungen $\sigma_{b\varphi}$, die die Bildung von Längsrissen provozieren. Tatsächlich entstanden unmittelbar an den Primärrissen auch Längsrisse, die ungefähr über der Stabachse verliefen.

Die Arbeit von Goto regte mehrere Forscher an, sich mit dem Komplex Verbundrisse/Verbundverhalten zu befassen. Dabei überwiegen allerdings die rechnerisch-orientierten Untersuchungen gegenüber den experimentellen.

Die zulässige Ausnutzbarkeit eines Stahles bestimmter Streckgrenze und bezogener Rippenfläche steht mit der Festigkeit des Betons, der erforderlichen Betondeckung und mit der zulässigen Rißbreite im Bauteil in engem Zusammenhang. Martin [39] studierte diese Abhängigkeiten vor allem vor dem Hintergrund der Abwehr von Längsrissen, die zum totalen Verbundversagen führen können. Im theoretischen Teil von [39] wird ein Betonhohlzylinder mit Außendurchmesser ($2 \times$ Betondeckung + Stabdurchmesser) unter Innenringlasten (Rippendruckkraft) bei Vorgabe von Verbundrissen mit der FE-Methode untersucht. Ausgehend von der Annahme, daß Sprengrißbildung auftritt, wenn die mittlere Ringzugspannung die Spaltzugfestigkeit des Betons erreicht, sowie unter Berücksichtigung einzuhaltender Sicherheitskriterien - Begrenzung der Rißbreite im Gebrauchszustand, Mindestbetonüberdeckung zur Sicherung des Bruchzustandes - gibt Martin Empfehlungen für die zweckmäßige Profilierung von Bewehrungsstäben.

Ablösen des Betons vom Bewehrungsstab in Rißnähe

Bereits Bild 2.8 hat gezeigt, daß mit der Mikrorißbildung auch eine Ablösung des Betons von der Staboberfläche erfolgt. Insofern handelt es sich um zwei miteinander verknüpfte Erscheinungen.

Ausgangspunkt der Betrachtung ist ein Primärriß in einer Betonzugzone, hier nach Bild 2.9 stellvertretend durch einen Dehnkörper abgebildet.

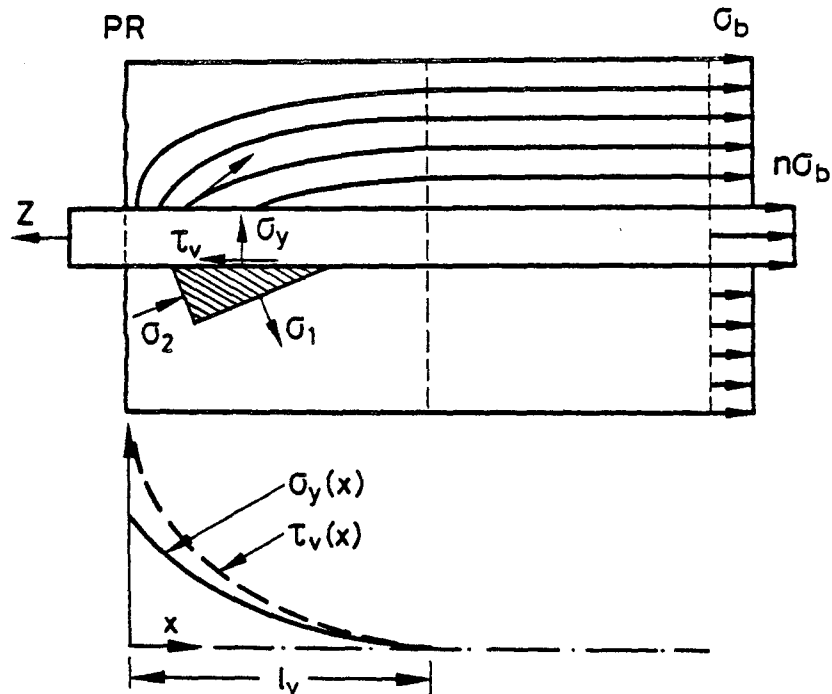


Bild 2.9: Richtungen der Hauptzugspannungen im zylindrischen Dehnkörper bei unverschieblichem Verbund

Stellt man sich zwischen Stahl und Beton eine unverschiebliche Verbundkoppelung vor - was zwar erwiesenermaßen unreal ist -, so kann man das Spannungsfeld durch Trajektorien abbilden. Insbesondere in Nähe des Rißufers wird die Querspannung σ_y hohe Werte annehmen und den geringen Kraftverbund zwischen Stahl und Beton überwinden.

Bild 2.10 nach Lutz und Gergely [38] vermittelt eine Vorstellung über die Ablösung in Rißnähe. Innerhalb von Einleitungsstrecken treten damit Relativverschiebungen zwischen Stab und Beton auf: verschieblicher Verbund.

Bei glatten Stählen führen diese Ablöseerscheinungen zu einem völligen Verbundversagen. Bei Rippenstählen verhindern die Rippen ein völliges Ablösen des Betons, so daß bereits ab der ersten Rippe beiderseits des Primärrißes wieder Kräfte in den Beton eingeleitet werden können, was jedoch mit der Bildung von Verbundrissen verknüpft ist.

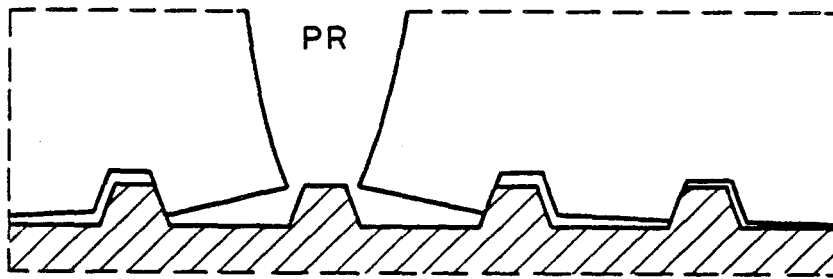


Bild 2.10: Ablösen des Betons von der Stahloberfläche in Rißnähe
nach Lutz und Gergely [38]

Die Tatsache der Ablösung wurde von Trost et al [83] durch Farbinjektion experimentell nachgewiesen. Der untere Grenzwert der Längenausdehnung dieses Haftspaltes, innerhalb dessen die Adhäsion zwar überwunden ist, der Scherverbund aber noch wirkt, wird aufgrund von Versuchsergebnissen zu $a_0 \approx 20 + d/2$ [mm] angegeben, wobei mit d der Betonstahldurchmesser oder der Hüllrohrdurchmesser anzusetzen ist.

Nach vielen Untersuchungen, so auch nach denen von Goto [23], Watstein und Mathey [90], ist die Rißbreite an der Stahloberfläche aufgrund der Betonverformung geringer als an der Betonoberfläche. Gemäß Lutz und Gergely hängt die Rißöffnung auch von der Rippenneigung ab, da das Ablösen des Betons entlang der Rippen erfolgt.

Bereits vor dem Auftreten des ersten Primärrisses können Zug- bzw. Druckspannungen quer zur Bewehrungslängsachse auftreten. Eine Zugbeanspruchung quer zur Verbundfuge entsteht infolge der unterschiedlichen Querkontraktion der Verbundstoffe (Stahl: Querdehnungszahl $\mu = 0,3$; Beton: $\mu = 0,10$ bis $0,20$). Das Schwinden des Betons ruft Druckspannungen zwischen Stahl und Beton hervor. Nach Lutz und Gergely übersteigen die Druckspannungen infolge Schwindens jedoch die Zugspannungen aus der unterschiedlichen Querdehnung von Beton und Stahl.

Sprengrißbildung

Schließt man Stahlfließen oder gar Stahlbruch bei einem Ausziehversuch aus, so beobachtet man zwei Arten des Versagens: Gleit- oder Sprengbruch. Die Ausbildung der einen oder der anderen Versagensart hängt neben verbundspezifischen auch von prüfspezifischen Einflüssen ab. Gleichwohl nehmen beide ihren Ausgang an der Verbundzone bzw. vom inneren Verbundrißbereich.

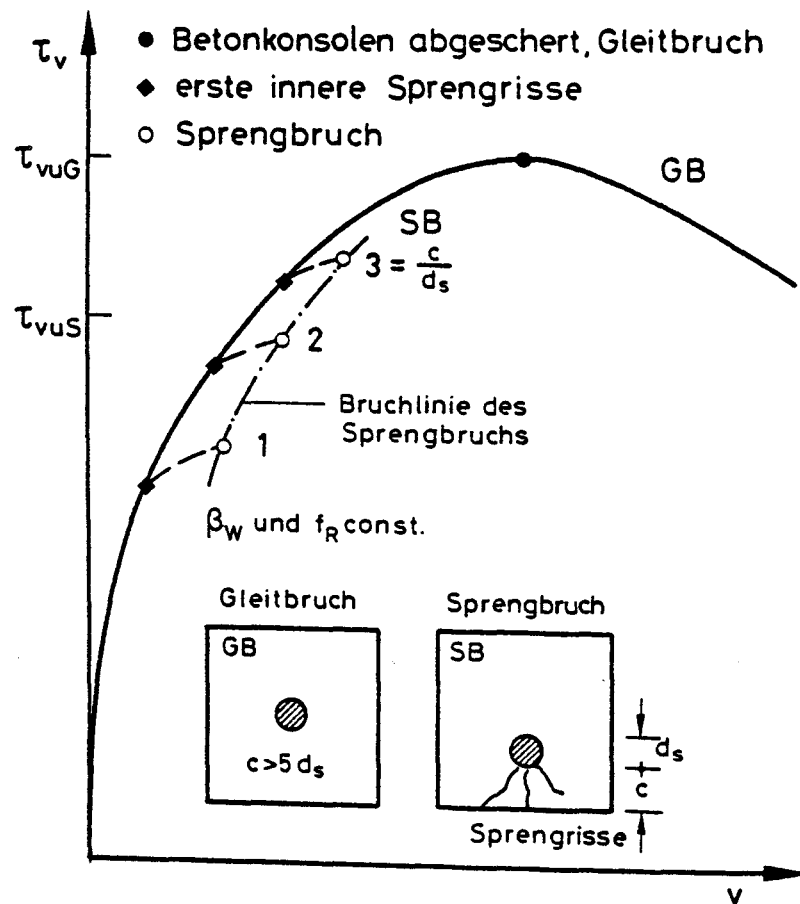


Bild 2.11: Gleit- und Sprengbruch beim Ausziehversuch

Ist die den Stab umschließende, kleinste Betondeckung c groß, so wird bei niedriger bis mittlerer Betondruckfestigkeit sowie bei mäßiger bezogener Rippenfläche der Stab ausgezogen. Es tritt ein Gleitbruch ein, indem die Betonkonsolen abgeschert werden (s. Bild 2.11).

Bei Abnahme der Betondeckung sowie bei Zunahme von β_w und f_R nimmt die Tendenz zum Aufreißen der Betondeckung bzw. zum Sprengbruch zu. Die Betonkonsolen werden zwar plastisch deformiert, jedoch nicht abgeschert.

Bei beiden Versagensarten haben sich innere Verbundrisse eingestellt. Die Verbundbruchspannungen und -verschiebungen des Gleitbruchs übertreffen die des Sprengbruchs. Der Gleitbruch ist duktil, der Sprengbruch ist eher spröde.

Wegen des mit der Sprengrißbildung verbundenen, deutlichen bis totalen Verlustes an Verbundtragfähigkeit und wegen der bei Längsrissen erhöhten Gefahr von Stahlkorrosion sind Sprengrisse möglichst zu vermeiden bzw. durch Querbewehrung schmal zu halten. Entsprechend der praktischen Bedeutung des Problems haben sich zahlreiche Forscher mit ihm befaßt [18], [39], [81].

Aus der Neigung der Verbundrisse (s. Bild 2.8) ist ersichtlich, daß die Rippenkräfte unter einem Winkel α zur Stabachse in den Beton einstrahlen. Die radiale Komponente der Rippenkraft $p = \tau_v \cdot \tan \alpha$ erzeugt in der Betondeckung eine ringförmig um den Stab verlaufende Zugbeanspruchung $\sigma_{b\varphi}$. In einer Analogiebetrachtung können die Radialpressungen als hydrostatischer Druck aufgefaßt werden, der die Wandungen eines Rohres auf Zug beansprucht. Als Dicke der Rohrwandung kann z. B. die Betondeckung angesetzt werden.

Tepfers [81], Eligehausen [18] und andere ermitteln an diesem dickwandigen Ersatzrohr jene kritische Verbundspannung τ_{vuS} , die zum Reißen der Wanddicke = Betondeckung c führt. Dabei wird über den mechanischen Werkstoffzustand des Betons der Deckung nach folgenden Varianten verfügt (s. Bild 2.12):

- a) dickwandiges Rohr mit Wanddicke c aus ideal elastischem Beton,
- b) die innere Verbundrißzone vermag keine Zugspannungen aufzunehmen, nur ein äußerer Restring aus ideal elastischem Beton trägt,
- c) Rohr der Wanddicke c aus plastifiziertem Beton.

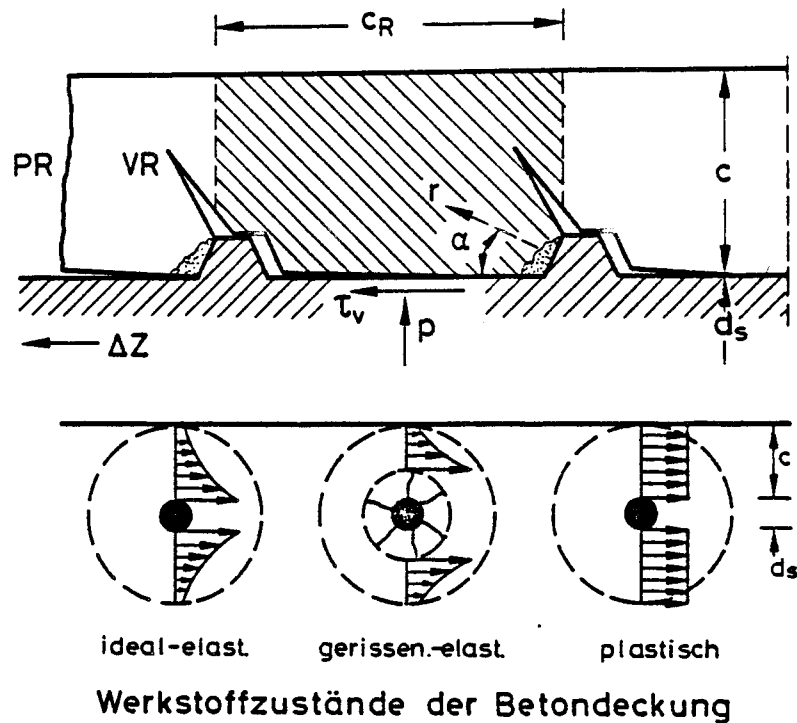


Bild 2.12: Mechanisches Modell der Entstehung von Sprenggrissen in der Betondeckung nach Tepfers [81]

Auf der Widerstandsseite wird von [81] die Spaltzugfestigkeit gewählt, obwohl eine steile Zugspannungsgradienten vorliegt. Also ist wegen

$$\max \sigma_{\varphi} \leq \beta_{SZ} \quad (2.10)$$

und mit

$$\max \sigma_{\varphi} = p \cdot f(c, d_s) = \tau_{vuS} \tan \alpha \quad (2.11)$$

die kritische Verbundspannung:

$$\tau_{vuS} = \beta_{SZ} \frac{f(c, d_s)}{\tan \alpha} \quad (2.12)$$

Die Funktion $f(c, d_s)$ beschreibt die Verteilung der Ringzugspannung über die Rohrwanddicke.

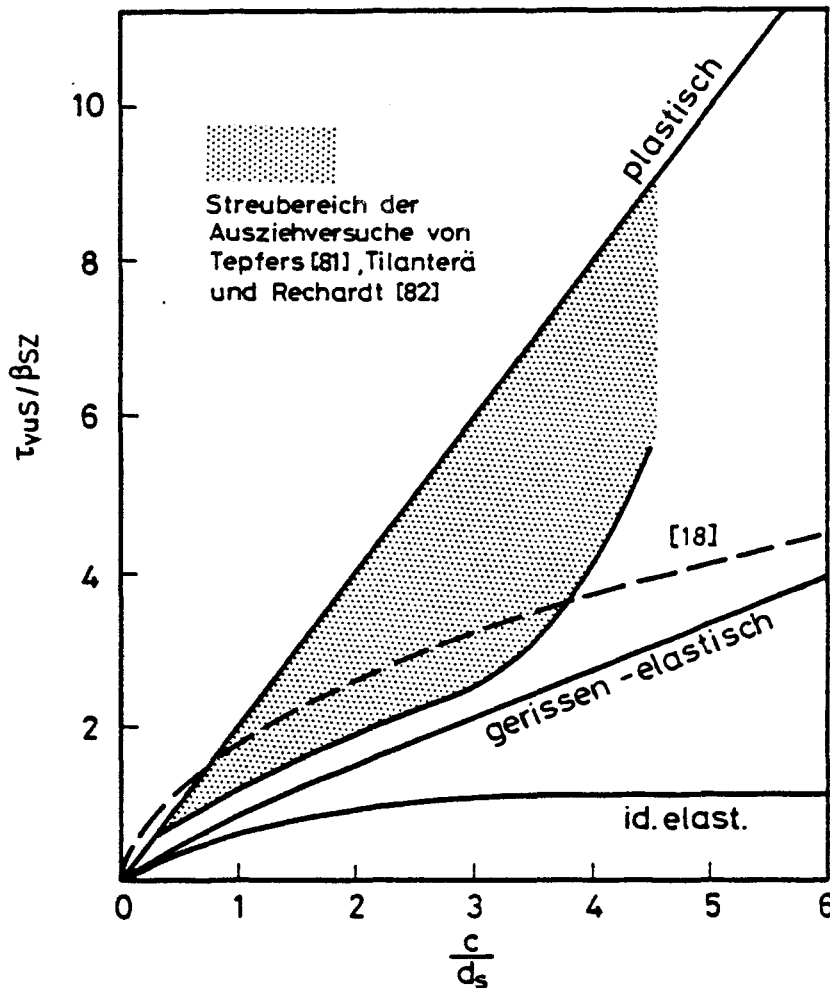


Bild 2.13: Kritische Verbundspannung, die zum Sprengbruch führt, abhängig von der Betondeckung [7]

Bild 2.13 zeigt aus [7] die bezogene kritische Verbundspannung für die o. g. Werkstoffannahmen, abhängig von der Betondeckung. Der Winkel α wurde mit 45° angesetzt. Die von Eligehausen [18] entwickelte Beziehung

$$\tau_{vuS} = 1,55 \beta_Z \sqrt{c/d_s} \quad (2.13)$$

ist beispielshalber eingetragen; dabei wurde das Verhältnis zentrische Zugfestigkeit β_Z zu Spaltzugfestigkeit zu 0,85 angenommen. Die Versuchswerte - nur als Streubereich angedeutet - liegen im mittleren Bereich der vom plastischen und vom gerissen-elastischen Baustoff gebildeten Schere.

Die vorstehend beschriebenen Ableitungen wurden vor allem vor dem Hintergrund der Absprenggefahr an Verbundverankerungen und Stößen entwickelt. Hier sollen sie zeigen, daß die Verweichung der Verbundzone durch die Goto-Risse und durch Längsrisse früh beginnt und gleichzeitig abläuft. Die Entstehung der Goto-Risse hängt mit dem Spannungssprung beim Übergang Zustand I zu II zusammen:

$$\Delta\sigma_{sR}^1 \approx \beta_Z / \mu_w, \quad (2.14)$$

mit μ_w , dem wirksamen Bewehrungsgrad der als Dehnkörper betrachteten Betonzugzone. Die ersten Längsrisse, von der Staboberfläche ausgehend, werden bei einer Verbundspannung von σ_{sR} entstehen.

$$\tau_{vS}^1 \approx \frac{c}{d_s} \beta_{SZ} \quad (2.15)$$

beginnen. Ihre kritische Tiefe, von der Staboberfläche gemessen, schätzt Tepfers zu:

$$\frac{t_{sR}^{krit}}{d_s} \approx \frac{1}{2} \frac{c}{d_s} - \frac{1}{4}. \quad (2.16)$$

Ist sie erreicht, so wandelt sich das stabile Rißwachstum in ein instabiles, und der Längsriß schlägt zur Oberfläche durch. Die Bruchmechanik wäre sicher ein geeignetes Werkzeug zum Studium des Rißausbreitungsphänomens.

Zerstörungsvorgänge an den Betonkonsolen

Die Relativverschiebung v wird im baupraktisch wichtigen Bereich II von Bild 2.5 ($v \leq 0,25$ mm) hauptsächlich von Verdichtungs- und Plastifizierungsvorgängen in den Betonkonsolen verursacht. Durch diese Komprimierung des Betons unter den Rippen bildet sich bei üblichen Profilierungen (Rippenneigung $40^\circ < \alpha < 90^\circ$) ein Keil aus zerstörtem Beton. Infolge der Keilwirkung werden die Sprengkräfte aus der Lastausstrahlung und der behinderten Querdehnung erhöht. Die Untersuchungen von Rehm haben gezeigt, daß bei Erreichen der Verbundbruchspannung des Gleitbruchs die Konsolen stets auf einer Höhe entsprechend der 5- bis 7-fachen Rippenhöhe abscheren. Beim vorzeitigen Versagen durch Sprengen sind die Konsolen noch unversehrt.

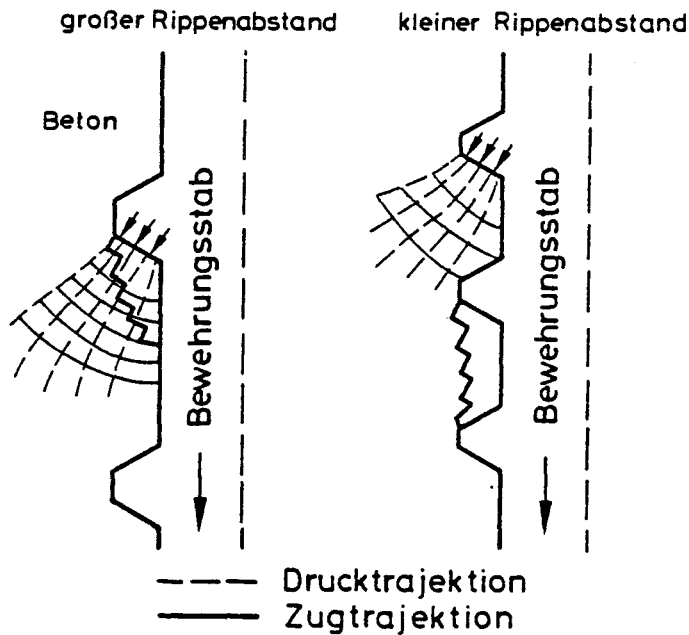


Bild 2.14: Bruchformen der Betonkonsolen bei Scherverbund
nach Rehm [56]

In Abhängigkeit vom Verhältnis Rippenabstand zu Rippenhöhe bilden sich die in Bild 2.14 dargestellten Bruchformen aus. Bei enger Rippenteilung reicht die Bruchfläche über die gesamte Konsolenhöhe, bei großen Rippenabständen nur über den oberen Teil der Betonkonsole.

Nach der Hypothese von Mörsch kann die Bruchform der Konsolen bei Scherbeanspruchung als eine gezahnte Fläche entsprechend den Hauptzug- und Hauptdruckspannungsrichtungen angenommen werden. Mit steigender Last wird die Verzahnung immer feiner, und die Verformungen nehmen zu, bis die Konsole am angrenzenden Beton vorbeigleitet. Infolge der durch die Verzahnung unregelmäßigen Bruchfläche und der Querbehinderung ist noch der Reibungsverbund wirksam.

Bei glatten Stäben beruht die Verbundwirkung im wesentlichen auf dem Haft- und dem Reibungsverbund. Die Wirkung des Reibungsverbundes wird vor allem durch die Oberflächenrauigkeit des Stahles und das Vorhandensein von senkrecht auf die Stahleinlagen wirkenden Querpressungen bestimmt.

2.3 Bewertung und offene Fragen

Die Verbundforschung war bisher im wesentlichen darauf ausgerichtet, die Einflußgrößen auf den Verbund experimentell zu erfassen und empirische Beziehungen zwischen den Verbundspannungen und den Verschiebungen aus den Versuchsergebnissen abzuleiten. Daneben wurde in wenigen Versuchen (Goto, Broms) bzw. analytischen Untersuchungen (Rehm, Lutz und Gergely u.a.) der Verbundmechanismus studiert.

Wie in Abschnitt 4 noch gezeigt wird, sind die Einflußgrößen, die den Verbund maßgeblich bestimmen, bekannt und im wesentlichen experimentell erforscht. Als lückenhaft ist noch der Kenntnisstand über den Einfluß der Last-Zeit-Geschichte (Be- und Entlastungsverhalten, Verbundkriechen, zyklische Beanspruchungen) sowie der Umgebungsbedingungen (tiefe Temperaturen, Feuchte) anzusehen.

Die aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Verbundgesetze besitzen keine Allgemeingültigkeit. Diese Aussage wird in Abschnitt 5 begründet. Ein wesentlicher Grund für die unzureichende Erfassung des tatsächlichen Verbundverhaltens ist das phänomenologische Beschreiben des in Versuchen beobachteten Verhaltens, d. h. die physikalische Natur des Verbundes (Entstehung, Ausbreitung von Verbundrissen, Bruchart, Betonstruktur usw.) wird nicht erfaßt.

Unseres Erachtens sind die bekannten Versuche von Broms [5] und Goto [23] nicht ausreichend, es fehlen noch Grundsatzversuche zur Erforschung des Entstehens und der Entwicklung von Verbund- und Sprenggrissen. Bei diesen Grundsatzversuchen müßten entsprechend dem heutigen Stand der Meßtechnik auch die Stahldehnungen und ggf. die Betondehnungen im Prüfkörperinneren bzw. auf der Prüfkörperoberseite gemessen werden. Mit Hilfe dieser Versuchsergebnisse wären physikalische begründete Modellvorstellungen des Verbundes abzuleiten. Dabei sollte auch der Einfluß langzeitiger ruhen- der und nichtruhender Belastungen berücksichtigt werden.

3. METHODEN DER VERBUNDPRÜFUNG

3.1 Prüfkörpertypen und Verbundbeanspruchungsbereiche im Tragwerk

Die große Bedeutung des Verbundes für das Tragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen hat zu intensiver Forschungstätigkeit geführt. Die experimentellen Untersuchungen hatten und haben im wesentlichen das Ziel, die verschiedenen Einflußgrößen auf den Verbund zu erforschen, um hieraus konstitutive Beziehungen zwischen Verbundspannung und Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl zu gewinnen, die dann als Stoffgesetze in die Theorie eingehen. Dabei wurde versucht, die Versuchskörper in Form und Beanspruchung den verschiedenen Verbundbeanspruchungsbereichen im Tragwerk nachzubilden. Bild 3.1 zeigt beispielhaft, wie man bei der Simulation vorgeht.

Der Dehnkörper mit prismatischem oder zylindrischem Querschnitt und zentrisch oder exzentrisch einbetoniertem Bewehrungsstab dient zur Simulation der reinen Zug- bzw. der Biegezugzone im Bereich konstanten Momentes.

Der Ausziehkörper mit prismatischem oder zylindrischem Querschnitt und zentrisch oder exzentrisch einbetoniertem Bewehrungsstab ist der gebräuchlichste Prüfkörper, mit dem vor allem Parameterstudien durchgeführt werden. Er dient auch zur vergleichenden Untersuchung von Stählen unterschiedlicher Profilierung (z. B. im Zulassungswesen).

Der konsolenförmige Ausziehkörper soll die Verhältnisse im Biegeschubbereich eines Stahlbetontragwerkes nachbilden.

Der prismatische oder zylindrische Zugausziehkörper mit einem zentrisch einbetonierten Bewehrungsstab und einer Aufhängevorrichtung simuliert den Zug- bzw. Biegezugbereich.

Der Balkenendkörper besteht aus einem Prisma mit exzentrisch einbetoniertem Bewehrungsstab. Der Balkenabschnitt beim Biegehaftversuch setzt sich aus zwei Prismen zusammen, die im oberen Bereich durch ein Gelenk und im unteren Teil durch den zu prüfenden Bewehrungsstab verbunden sind. Der Versuchskörper ist frei drehbar gelagert und wird durch zwei Einzellasten beansprucht. Der Balkenendkörper und der Balkenabschnitt simulieren die Verhältnisse im Verankerungsbereich von Stahlbetonbalken.

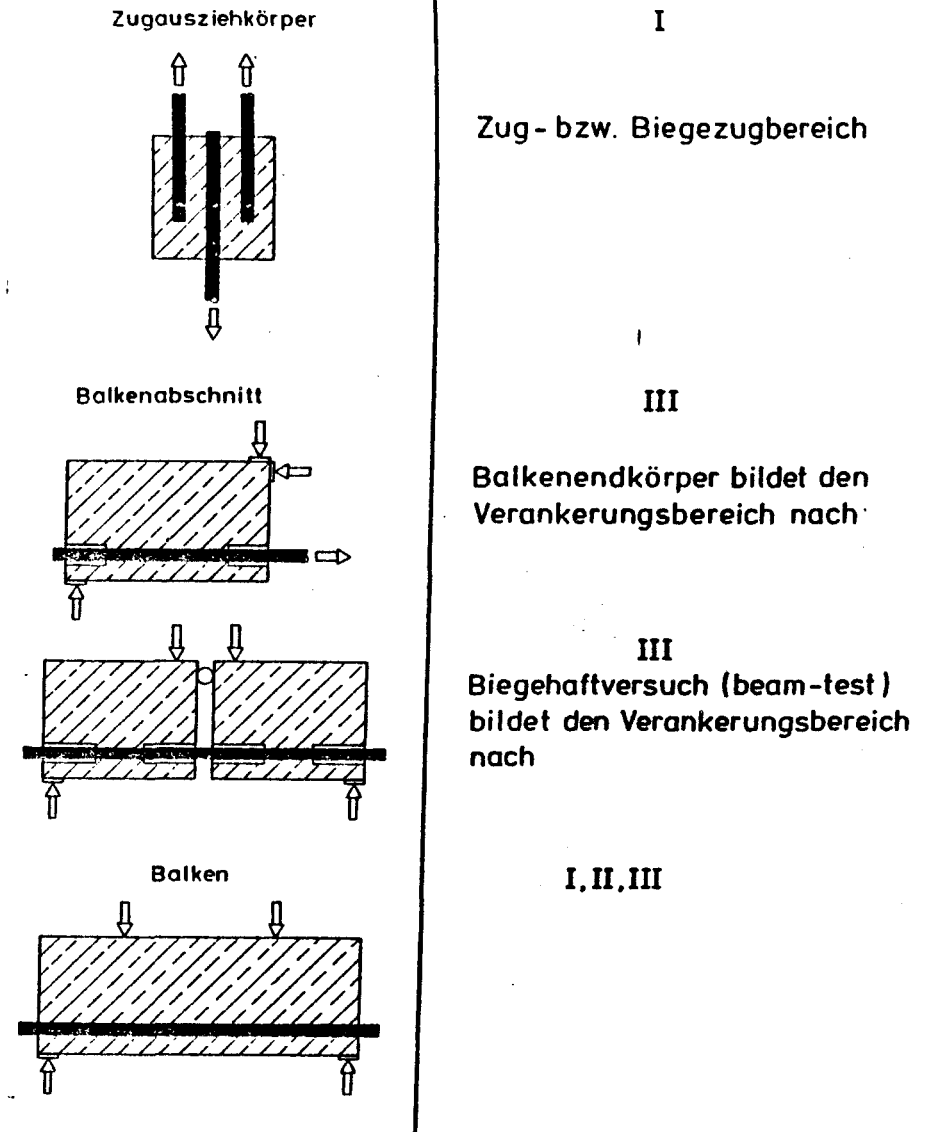
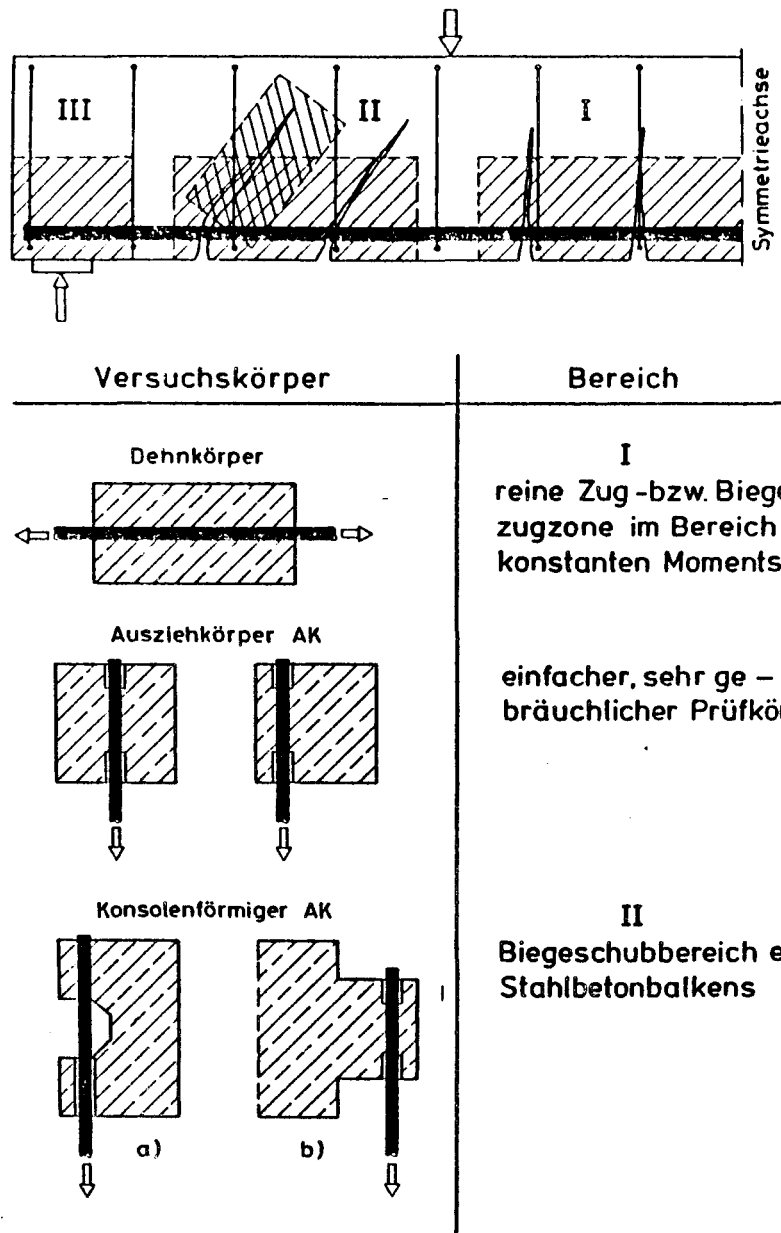


Bild 3.1: Charakteristische Bereiche der Verbundbeanspruchung im Tragwerk und ihre Simulation durch Versuchskörper

Zur Beurteilung der Verbundqualität handelsüblicher Stähle im Rahmen des Zulassungswesens oder für die Qualitätskontrolle haben sich als Standardversuche der Ausziehversuch (pull-out-test) und der Biegehaftversuch (beam-test) durchgesetzt. Beide Versuchstypen sind international geregelt [62].

Aufgrund der aufgezeigten Prüfkörpervielfalt, der von Forschungsinstitut zu Forschungsinstitut variierenden Prüf- und Meßtechnik, wegen streuender Materialgrößen u.a.m. weisen die ermittelten Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehungen der einzelnen Forscher oft große Unterschiede auf. Damit ist die Vergleichbarkeit der Ergebnisse untereinander sowie die Nutzung zu Stoffgesetzen erschwert.

Die in Bild 3.1 dargestellten Verbundprüfkörper werden hier einer kritischen Wertung unterzogen, wobei insbesondere folgende Gesichtspunkte betrachtet werden:

- Fähigkeit des Versuchskörpers zur Nachbildung der Beanspruchung im realen Bauteil,
- Aussagekraft der gewonnenen Spannungsverzerrungsbeziehungen,
- materialprüftechnische Eigenschaften des Versuchskörpers, Prüf- und Meßmethode.

3.2 Dehnkörper

Der Dehnkörper, der die Verhältnisse im Zugbereich eines Traggliedes gut nachbildet, eignet sich insbesondere zum Studium der inneren und äußeren Rißbildung und der Stahlspannungsverteilung. Der Versuchskörper ist problemlos herzustellen und zu prüfen.

Während Rißabstand und Rißbreite relativ einfach meßbar sind, kann der Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Verschiebung nicht unmittelbar bestimmt werden. Die Verbundspannungsverteilung entlang der Einbettungslänge läßt sich aus den Stahldehnungen berechnen.

Die Änderung der Stahlzugkraft auf der Länge dx entspricht der über Verbund in den Beton eingeleiteten Kraft:

$$\tau_v(x) = \frac{dZ}{u_s \cdot dx} = \frac{A_s \cdot d\sigma_s}{u_s \cdot dx} = \frac{E_s \cdot A_s \cdot d\varepsilon_s}{u_s \cdot dx} \quad (3.1)$$

Zur Messung der ortsveränderlichen Stahldehnungen wurden mehrere Verfahren entwickelt. Dabei eignen sich nur solche, die die Verbundkraftübertragung wenig oder gar nicht stören. Bei diesen Verfahren werden elektrische Dehnmeßstreifen im Inneren von Bewehrungsstäben appliziert.

Am Rippenstahlstab mit oder ohne gerader Längsrippe hat man entweder eine Längsrippe abgehobelt und eine Längsnut eingefräst oder entlang einer von Rippen freien Mantellinie die Längsnut eingebracht [13]. In diese Nut werden DMS eingeklebt. Eine Alternative stellen abgehobelte Stabhälften mit Innennut dar. Nach DMS-Applikation im Stabinnern erfolgt das Zusammenkleben oder -schweißen der Stabhälften [3], [17], [51] u.a. Da man die Verbundspannungen als Ableitungen der $\varepsilon_s(x)$ -Linie erhält, ist die Genauigkeit der $\tau_v(x)$ -Werte eher beschränkt.

Die Verschiebung an einer Stelle x läßt sich durch direkte Messung über Öffnungen im Beton bzw. mit Schlupfmeßgeräten, wie sie z. B. Wahla [88] verwendete, bestimmen. Die Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton lassen sich auch indirekt aus der Differenz der Stahl- und Betondehnungen gewinnen:

$$v(x) = v_0 + \int_0^x \varepsilon_s dx - \int_0^x \varepsilon_b dx, \quad (3.2)$$

wobei v_0 eine bekannte Anfangsverschiebung ist. Dörr et al. [12] entwickelten eine Methode zur Betondehnungsmessung im Inneren von Versuchskörpern über DMS, die in eine Sonde eingeklebt waren. Die Werkstoffeigenschaften des Sondenmaterials und des Betons sollten möglichst gleich sein. Umfangreiche Vorversuche ergaben, daß Rundstäbe aus einer Leichtmetalllegierung mit 70 % Zinn und 30 % Blei in guter Näherung eine dem E-Modul des Betons entsprechende Steifigkeit aufweisen. Zur Erzielung eines guten Verbundes wurde in die Staboberfläche ein Gewinde eingeschnitten. Die Betondehnungen wurden über DMS gemessen, die in eine exzentrische Nut des Bewehrungsstabs geklebt waren.

Da Betondehnungsmessungen in der Verbundfuge ohne Verbundbeeinträchtigung in der Regel nicht durchführbar sind, wird der Anteil der Betonverformungen wegen deren geringen Größe gegenüber den Stahldehnungen zumeist vernachlässigt oder lediglich abgeschätzt.

In [84] werden die wesentlichen Meßverfahren beschrieben und bewertet.

3.3 Ausziehkörper

Der Ausziehkörper (pull-out-test) ist der am häufigsten verwendete Prüfkörper, da er einfach herzustellen und zu prüfen ist.

Die Übertragbarkeit der an Ausziehkörpern gewonnenen Versuchsergebnisse auf das Verbundverhalten in der Zugzone eines Balkens ist jedoch begrenzt, da

- der Beton unter Druckbeanspruchung steht,
- infolge der Gewölbewirkung aus den Auflagerkräften ein Querdruck auf den Stahlstab wirkt und
- infolge der durch die Reibung zwischen Auflagerplatte und Prüfkörper hervorgerufenen Querdehnungsbehinderung eine zusätzliche Querpressung auf den Stahlstab ausgeübt wird (s. Bild 3.2a).

Zur Verringerung der Querdehnungsbehinderung wird nach den RILEM/CEB/FIP-Richtlinien eine verbundfreie Vorlänge angeordnet (Bild 3.2b). Um den günstigen Einfluß der Nachverdichtung beim Abziehen der frischen Betonoberfläche auf den Verbund auszuschalten und um den Einfluß des Querdrucks infolge Gewölbewirkung abzumindern, erhält der Prüfkörper häufig eine verbundfreie Nachlänge.

Ein weiterer Nachteil des Ausziehkörpers mit zentrischem Stab nach Bild 3.2b ist die große Betondeckung, die den tatsächlichen Verhältnissen widerspricht. Der zentrische Ausziehkörper eignet sich daher nicht zum Studium der Sprengwirkung und des Einflusses der Bewehrungslage bzw. der Betondeckung.

In der Regel werden beim Ausziehversuch nur die Verschiebung am unbelasteten Stabende und die Belastung aufgezeichnet; zusätzlich kann auch die Ver-

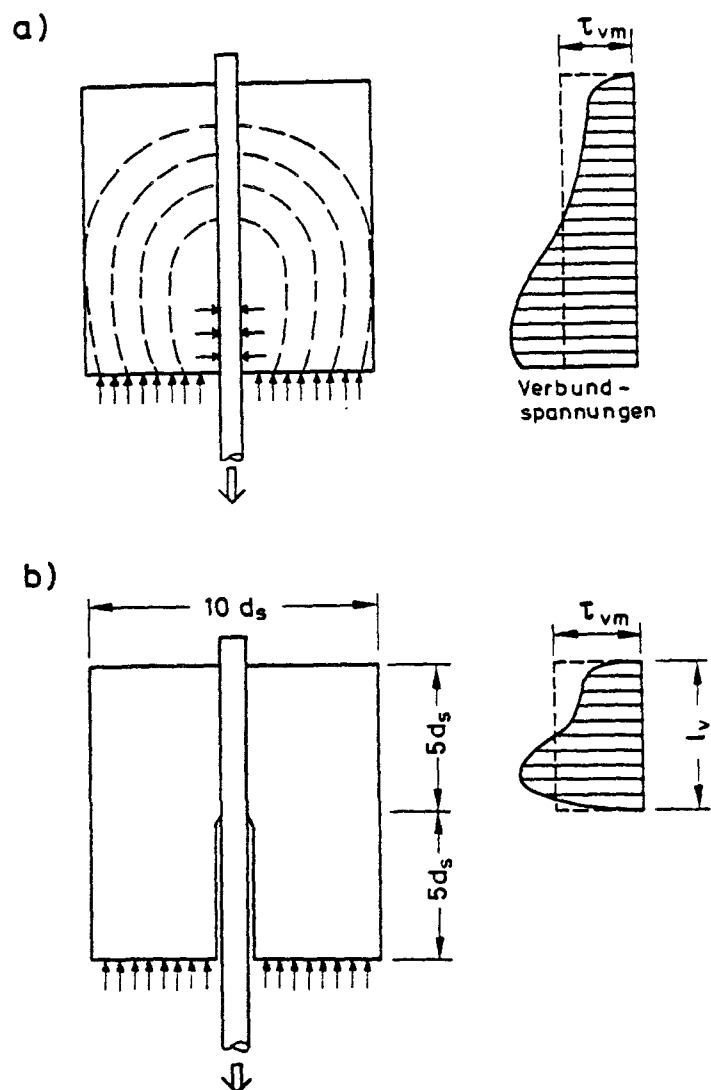


Bild 3.2: a) Ungeeigneter Ausziehkörper mit schematischer Angabe des Druckgewölbes und der Querpressung nach Leonhardt [36]
b) Ausziehkörper nach den Empfehlungen von RILEM/CEB/FIP [62]

schiebung am belasteten Stabende sowie der Stahldehnungsverlauf über die Verbundlänge gemessen werden.

Aus der am Bewehrungsstab angreifenden äußeren Last F berechnet sich die über die Verbundlänge l_v als konstant angenommene mittlere Verbundspannung zu:

$$\tau_{vm} = \frac{F}{u_s \cdot l_v} \quad u_s = \text{Umfang des Stahlstabes} \quad (3.3)$$

Die so bestimmte mittlere Verbundspannung hängt von der Einbettungslänge ab.

Zur Ermittlung des sog. Grundgesetzes des Verbundes wird ein Bezug zwischen der Verbundspannung τ_{vm} und dem am Prüfkörperende gemessenen Schlupf hergestellt. Die Zuordnung der Endverschiebung zu einer über die Einbettungslänge gemittelten Verbundspannung kann nicht voll befriedigen, da wie u.a. Untersuchungen von Wahla [88] und Nilson [48] zeigen - die Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung ortsabhängig ist.

Das Messen der Relativverschiebungen zwischen der Betonoberfläche und dem Stahlstab am Prüfkörperende birgt aufgrund der Betonverformungen der Stirnfläche Fehlerquellen in sich. Beeby [1] berichtet über Versuche an zentrisch bewehrten Dehnkörpern, bei denen die Betonverformungen der Stirnfläche in verschiedenen Abständen von der Prüfkörpermitte sowie die Dehnungen des Stahlstabes gemessen wurden. Die Ergebnisse zeigen, daß sich die Betonverformungen mit zunehmendem Abstand vom Bewehrungsstab verringern. Die Verformungsunterschiede zwischen den einzelnen Meßpunkten nehmen mit steigender Stahlspannung zu. Zum Vergleich von Versuchsergebnissen ist es daher notwendig, den Abstand des Meßpunktes vom Stahlstab zu kennen bzw. konstant zu halten.

Um einige nachteilige Einflüsse beim Ausziehversuch zu vermindern und die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung am infinitesimal kleinen Verbundelement bestimmen zu können, wählten Rehm [56] und Lutz [37] sehr kurze Einbettungslängen von der Länge eines Rippenabstandes bzw. einer Rippe. Rehm entwickelte mit Hilfe von auf diese Weise bestimmten "Grundgesetzen" die Spannungsverteilung $\sigma_s(x)$, $\tau_v(x)$ für beliebig lang eingebettete Stäbe.

Trotz seiner unbestreitbaren Nachteile ist der Ausziehkörper aufgrund seines einfachen Aufbaus für vergleichende Parameterstudien gut geeignet.

Beim konsolenförmigen Ausziehkörper, der die Verhältnisse im Biegeschubbereich eines Balkens nachbildet, werden einige Nachteile des herkömmlichen Ausziehkörpers vermieden. So entstehen beispielsweise keine Querverpressungen auf den Stahlstab infolge Dehnungsbehinderung durch die Auflagerplatte. Der Beton wird im Gegensatz zum normalen Ausziehkörper auf Zug beansprucht.

Der konsolenförmige Ausziehkörper eignet sich besonders zum Studium der Sprengwirkung und des Einflusses der Betondeckung. Die Messungen entsprechen denen beim herkömmlichen Ausziehkörper.

Bei der Versuchsdurchführung ergeben sich jedoch Schwierigkeiten, da durch die Exzentrizität des Stahlstabes ein Einspannmoment entsteht, das durch eine geeignete Vorrichtung aufgenommen werden muß. Um diese Probleme auszuschalten, entwickelte Janovic [32] einen abgewandelten konsolenartigen Prüfkörper, der in Ausbildung und Prüfung dem herkömmlichen Ausziehkörper im wesentlichen entspricht.

Beim Zugausziehkörper steht der Beton unter Zugbeanspruchung und weist daher eine wirklichkeitsnähere Beanspruchung auf als der Druckausziehkörper. Der Prüfkörper kann vor allem zur Untersuchung von Übergreifungsstößen verwendet werden.

Nachteil des Zugausziehkörpers ist, daß aufgrund der geringen Betonzugfestigkeit frühzeitig Risse auftreten können, so daß nur der Anfangsbereich der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung ermittelt werden kann.

3.4 Balkenabschnitt und Balkenendkörper

Die beiden Versuchskörper simulieren aufgrund des Auflagerdrucks und der Querkraftbeanspruchung relativ gut die Verhältnisse im Verankerungsbereich eines Balkens. Da im Auflagerbereich jedoch in der Regel verbundfreie Längen angeordnet werden, wird der Einfluß des Auflagerdrucks zum Teil aufgehoben. Wegen der kurzen Spannweite der Prüfkörper entspricht das Verhältnis Moment zu Querkraft nicht dem eines normalen Balkens. Die Prüfeinrichtung und der Aufbau der Versuchskörper ist wegen der notwendigen Haltevorrichtung (Balkenendkörper) bzw. Gelenk-Konstruktion (Balkenabschnitt) sehr aufwendig. Beim Biegehaftversuch und beim Balkenabschnitt wird die Beziehung zwischen Verbundspannung und Verschiebung wie beim Ausziehversuch bestimmt.

3.5 Balken

Der Balken wird als Versuchskörper für Verbunduntersuchungen wegen seiner kostspieligen Herstellung und Prüfung nur selten verwendet. Außerdem wird durch die zahlreichen bei diesem Prüfkörper vorhandenen Einflüsse auf das Verbundverhalten, deren Auswirkungen nicht genau erfaßbar sind, die Auswertung und Deutung der Meßergebnisse erschwert. Balkenversuche können daher nicht zur vergleichenden Beurteilung der Verbundqualität verschiedener Stähle herangezogen werden; für Parameterstudien ist dieser Prüfkörper ungeeignet. Balkenversuche sind als Ergänzung bzw. Bestätigung von an anderen Versuchskörpern gewonnenen Erkenntnissen sinnvoll.

4. EINFLÜSSE AUF DAS VERBUNDVERHALTEN

- Stand der Kenntnisse -

4.1 Vorbemerkungen

Die Verbundforschung kann in zwei wesentliche Richtungen unterschieden werden: in eine experimentell orientierte und in eine theoretische Richtung.

Bei der vorwiegend experimentell orientierten Richtung wird das Verbundverhalten des einbetonierten Stahlstabes an einfachen Probekörpern studiert. Dabei wird die Auswirkung der wichtigsten Einflußgrößen auf das Verbundverhalten untersucht. Daneben dienen sie der Gewinnung von konstitutiven Beziehungen zwischen den Verbundspannungen τ_v und den Relativverschiebungen v .

Die folgenden Abschnitte sind der Wirkung der Einflußgrößen auf das Verbundverhalten gewidmet. Dabei ist nicht beabsichtigt, eine lückenlose Darstellung der experimentellen Verbunduntersuchungen zu geben, sondern anhand ausgewählter Versuche die Bedeutung der einzelnen Einflüsse auf das Verbundverhalten aufzuzeigen. Außerdem wird versucht, Lücken und Mängel der bisherigen Forschung aufzudecken.

Die theoretische Richtung der Verbundforschung wird im Kapitel 5 behandelt.

4.2 Einfluß von Form und Zustand der Staboberfläche sowie des Stabdurchmessers

4.2.1 Einfluß der Profilierung

Entsprechend der Wirkungsweise des Verbunds kommt der Oberflächenprofilierung der Stäbe in Form von Rippen eine große Bedeutung zu, da erst durch diese der wirksame Scherverbund entsteht. Umfangreiche Versuche [44], [56] haben bewiesen, daß die von Rehm 1961 eingeführte bezogene Rippenfläche f_R den zur Charakterisierung des Verbundverhaltens profilierter, vor allem gerippter Stäbe maßgebenden Modellparameter darstellt. Die in Abschn. 2.2.2 für die kreiszylindrische Querrippe von Bild 2.4

definierte bezogene Rippenfläche kann für eine beliebige Oberflächengestalt allgemein als Verhältnis

$$f_R = \frac{\text{Normalprojektionsfläche der Rippenaufstandflächen } F_R}{\text{Mantelscherfläche } F_M}$$

angegeben werden. Diese Definition fand Eingang in die Betonstahlnorm DIN 488. Die bezogene Rippenfläche dient im Rahmen von DIN 488 zum einen der Beurteilung der Oberflächenprofilierung bei der Zulassung von Betonstählen und zum anderen dem Gütenachweis. DIN 488 definiert f_R wie folgt, s. Bild 4.1

$$f_R = \frac{K \cdot F_R \cdot \sin \beta}{\pi \cdot d_s \cdot c} + \frac{i \cdot a_1}{j \cdot d_s} \quad (4.1)$$

Hierin bedeuten:

| | |
|---------------|---|
| F_R | Längsschnittfläche einer Rippe in deren Achse |
| β | Neigung der Rippen zur Stabachse |
| d_s | Stabdurchmesser |
| K | Anzahl der Schrägrippenreihen am Umfang |
| c | Schrägrippenabstand |
| i | Anzahl der Längsrippen |
| a_1 | Höhe der Längsrippen |
| $j \cdot d_s$ | Schlaglänge bzw. Ganghöhe bei Betonrippenstahl, der durch Verwinden verfestigt wird |

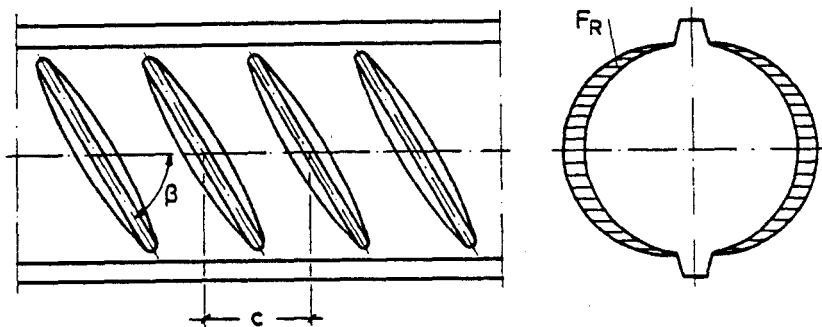


Bild 4.1: Kennwerte der Profilierung

Die DIN 488 schreibt für Betonrippenstahl mit $d_s \geq 12$ mm eine bezogene Rippenfläche von $f_R \geq 0,065$ vor (die Neufassung der Norm wird niedrigere f_R -Werte vorsehen). Darüber hinaus enthält die Norm noch zusätzliche Vorgaben bezüglich Form und Abstände der Rippen. In der Praxis schwankt f_R in einem gewissen Rahmen: walzfrische Stäbe weisen f_R -Werte bis 0,1 auf. Durch die Vorgabe von $f_R \geq 0,065$ bzw. durch zusätzliche Kennwerte ist es gelungen, die gegenläufigen Einflüsse "steifer Verbund" und "Sprengrißgefahr" bei wirtschaftlicher Stahlausnutzung optimal gegeneinander auszuwiegen.

Nach Abschn. 2.2.2 und Bild 2.4 setzt sich der Verbundwiderstand aus dem Rippendruck- und dem Gleitwiderstand zusammen:

$$\tau_v F_M = \sigma_R \cdot F_R + \tau_G F_G \quad (4.2)$$

Da bei Rippenstäben der Gleitwiderstand gegenüber dem Scherwiderstand vernachlässigbar ist und die Verschiebung zum wesentlichen Teil aus den Verformungen der Betonkonsolen besteht, ergibt sich folgende Abhängigkeit zwischen der Verbundspannung und der Verschiebung:

$$\tau_v = f_R \cdot f(v). \quad (4.3)$$

Dies bedeutet, daß die zu einem definierten Verschiebungsweg v^x zugehörige Verbundspannung im wesentlichen proportional zur bezogenen Rippenfläche sein muß. Die umfangreichen Versuche und Auswertungen von Martin und Noakowski [44] bestätigen dies.

Bild 4.2 zeigt exemplarisch die Ergebnisse für die Verbundspannung τ_v bei einer Verschiebung von $v = 0,1$ mm sowie für die Verbundbruchspannung τ_{vu} bei v_u . Die Verbundspannung $\tau_v (0,1)$ hängt mit f_R linear zusammen, eine Tatsache, die Martin und Noakowski für eine bestimmte Stablage wie folgt ausdrücken:

$$\frac{\tau_v(v^x)}{\beta_w} = a + f(v^x) \cdot f_R \quad (4.4)$$

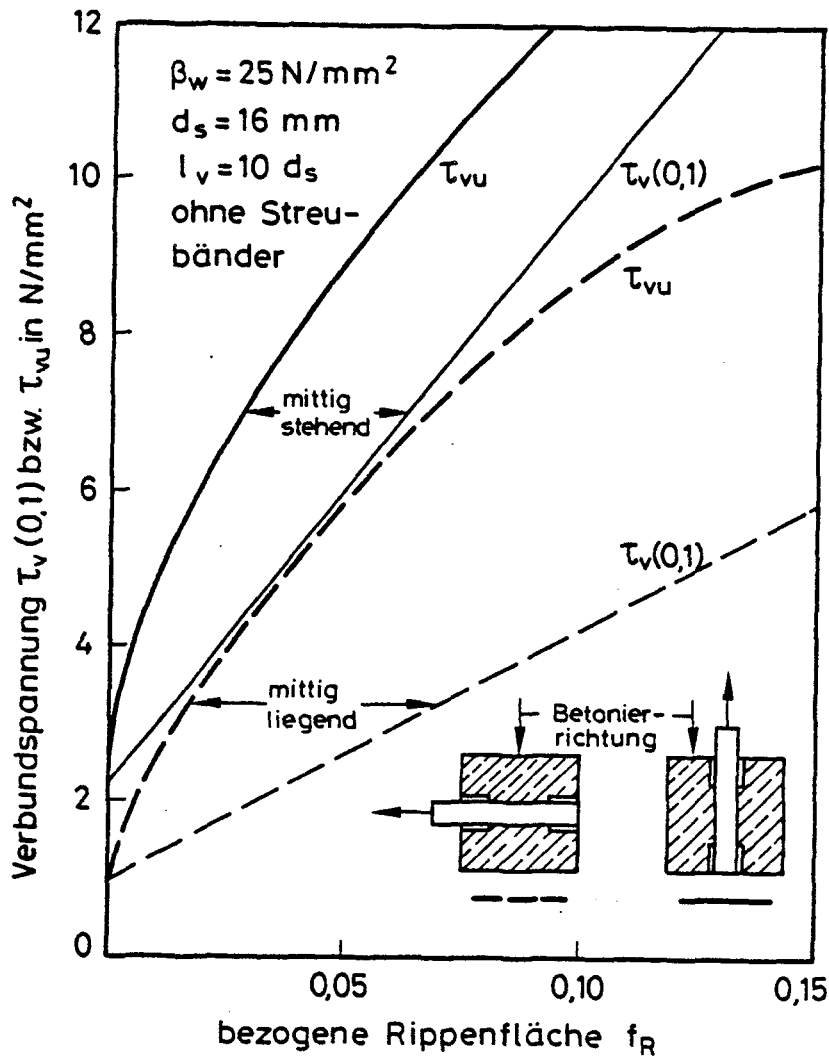


Bild 4.2: Verbundspannung τ_v ($v = 0,1 \text{ mm}$) und τ_{vu} in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche nach Martin und Noakowski [44]

In der vorstehenden Gleichung ist a ein von der Oberflächenrauigkeit des Stabes abhängiger Reibungsanteil. Die Normierbarkeit auf die Würfeldruckfestigkeit β_w wird später erörtert. Bild 4.2 zeigt auch im Vorgriff auf Abschnitt 4.4 den großen Einfluß der Stablage. Die angeführte lineare Abhängigkeit zwischen τ_v (v^x) und f_R wird für kleine Werte der Endverschiebung vom Versuch bestätigt, weniger jedoch für die Verbundbruchspannung.

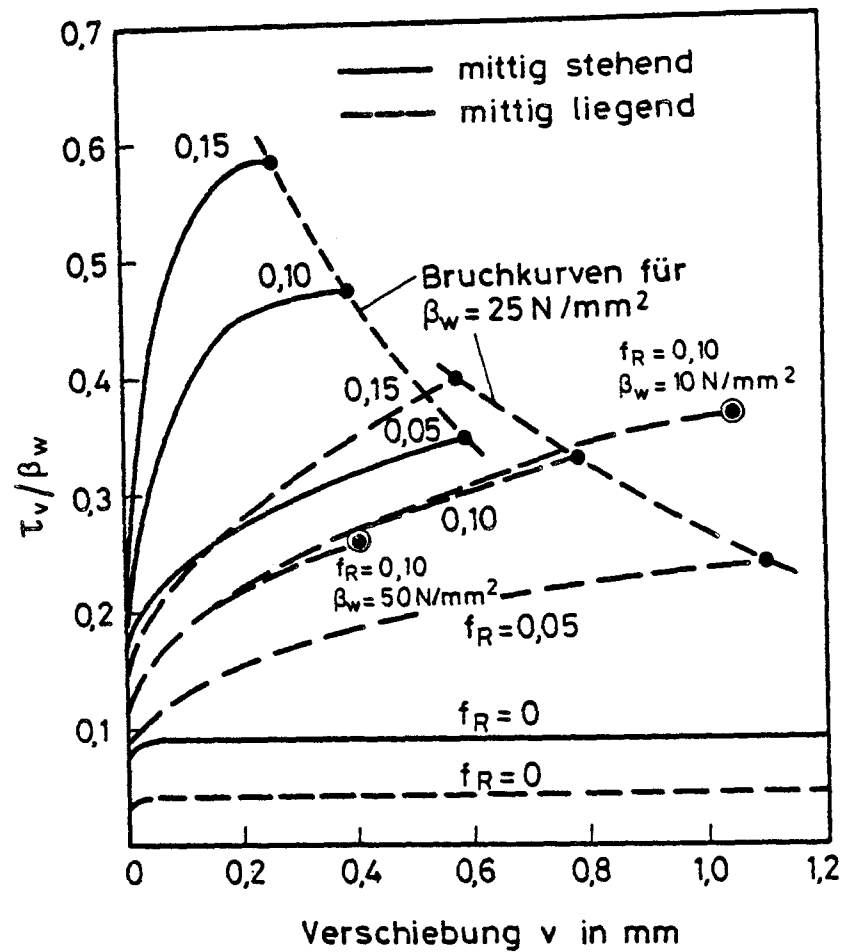


Bild 4.3: Bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von der Verschiebung, der bezogenen Rippenfläche, der Stablage und der Betonfestigkeit (Mittelwerte nach Martin und Noakowski [44])

Die in Ausziehversuchen prinzipiell gefundene Charakteristik der τ_v - v -Beziehung wurde bereits in Bild 2.5 für den Fall des Gleitbruchs dargestellt. Durch Bild 2.11 wurde sie auf die Versagensart Sprengbruch erweitert. Die Versagensart und damit die Verbundbruchspannung sowie Bruchverschiebung werden von der Betongüte, der bezogenen Rippenfläche sowie von Prüfeinflüssen bestimmt. Aus diesem Grund ist die Angabe von τ_{vu} und v_u mit Unsicherheiten behaftet. Bild 4.3 zeigt die τ_v - v -Beziehungen für mittlere Verhältnisse nach [44]. Die Brucharten sind nicht ablesbar. Es ist jedoch davon auszugehen, daß bei f_R -Werten zwischen 0,05 und 0,10 und Betondruckfestigkeiten $\beta_w \leq 25$ bis 30 N/mm^2 Gleitbruch mit abfallendem Ast in der τ_v - v -Beziehung vorherrscht.

Neben der bezogenen Rippenfläche üben noch einige andere Formparameter gewisse Einflüsse aus. Die Versuchsergebnisse von Rehm [57] sowie von So-
retz und Hölzenbein [77] können wie folgt zusammengefaßt werden:

Eine Erhöhung der bezogenen Rippenfläche durch eine Vergrößerung der Rip-
penhöhe unter Beibehaltung des Rippenabstandes steigert zwar den Verbund-
widerstand, begünstigt jedoch das Auftreten von Sprengrissen. Eine große
Rippenhöhe vermindert außerdem die Biegefähigkeit der Stäbe.

Eine Verringerung des Rippenabstandes unter Beibehaltung der Rippenhöhe
verbessert die Verbundwirkung, ohne die Sprengwirkung wesentlich zu er-
höhen. Der Rippenabstand muß jedoch groß genug sein, um ein frühzeitiges
Abscheren der Betonkonsolen zu verhindern.

Eine geringe Rippenhöhe vermindert bei waagerechter Einbettung des Beweh-
rungsstabes die Verbundwirkung, weil sich unterhalb des Stabes durch
Sacken des Frischbetons Hohlräume bilden können (s. Abschn. 4.4).

Die Neigung der Rippenflanken α übt bei Werten $90^\circ < \alpha > 45^\circ$ keinen signi-
fikanten Einfluß auf das Verbundverhalten und die Sprengwirkung aus.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß eine Verbesserung des Verbundes durch
Änderungen der Rippengeometrie unter Beachtung einzuhaltender Kriterien
wie: Begrenzung der Rißbreite im Gebrauchszustand, geringe Sprengwirkung
und ausreichende Biegefähigkeit nur in engen Grenzen möglich ist.

4.2.2 Einfluß des Oberflächenzustands der Stähle

Der Oberflächenzustand wird entweder durch herstellungsbedingte Einflüsse
(Walzhaut, Rauigkeit) oder durch andere Einflüsse (Verschmutzung, Korro-
sionsnarben) bestimmt. Er beeinflusst vor allem die Größe des Haft- und
Reibungsverbundes. Nach Rehm [56] beruht der Reibungsverbund glatter
Stähle auf einer Verzahnung der mikroskopisch kleinen Oberflächenuneben-
heiten mit dem Zementstein; größere Rostnarben können wie örtliche Rippen
wirken. Aufgrund seiner Untersuchungsergebnisse empfiehlt er, glatte
Stäbe anhand der Narbentiefe zu klassifizieren.

| Bezeichnung | Rauhigkeit, Narbentiefe in 1/100 mm | max. auf β_w bezogene Verbundspannung Stäbe senkrecht stehend |
|--|---|---|
| narbig | 6 - 10 | 0,12 - 0,16 |
| schwach narbig | 3 - 6 | 0,06 - 0,12 |
| stellenweise glatt und stellenweise narbig | 3 - 10 | |
| walzfrisch, glatt gezogen und leicht oxydiert | < 3 | 0,04 - 0,06 |

Tabelle 4.1: Klassifizierung glatter Betonstähle anhand der Narbentiefe nach Rehm [56]

Kemp, Brezny und Unterspan [33] untersuchten den Einfluß der Oberflächenbeschaffenheit (Abplatzungen der Walzhaut, Rostgrad) von Betonrippenstählen auf die Verbundeigenschaften an Balkenendkörpern. Als Kriterien zur Beurteilung des Oberflächenzustandes der Stähle wurden der Gewichtsverlust, d. h. das Gewicht der Rostprodukte bezogen auf das dem Stabdurchmesser entsprechende theoretische Stabgewicht, die Rippenhöhe und die Rohdichte der Korrosionsprodukte herangezogen.

Es zeigte sich, daß eine Unterscheidung der Oberflächenbeschaffenheit anhand dieser Merkmale möglich war; eine Beziehung zwischen dem Verbundverhalten und den Unterscheidungskriterien konnte jedoch nicht gefunden werden.

Aus den Untersuchungsergebnissen schlossen die Autoren, daß die Verbundeigenschaften von Betonrippenstählen durch Oberflächenrost oder Abplatzungen der Walzhaut nicht negativ beeinflußt werden, solange das Stabgewicht und die Rippenhöhe den Minimalanforderungen der (amerikanischen) Norm entsprechen.

Martin und Noakowski [44] studierten ebenfalls die Auswirkungen verschiedener Oberflächeneigenschaften auf das Verbundverhalten von Betonrippenstählen. Die Versuchsergebnisse zeigen, daß eine künstliche Aufrauung der Oberfläche bzw. eine natürliche Vernarbung durch Korrosion die Verbundeigenschaften verbessert (Bild 4.4 bzw. 4.5).

Der größte Verbundfestigkeitszuwachs ergab sich bei nur leicht korrodierter Oberfläche (Narbentiefe < 0,1 mm).

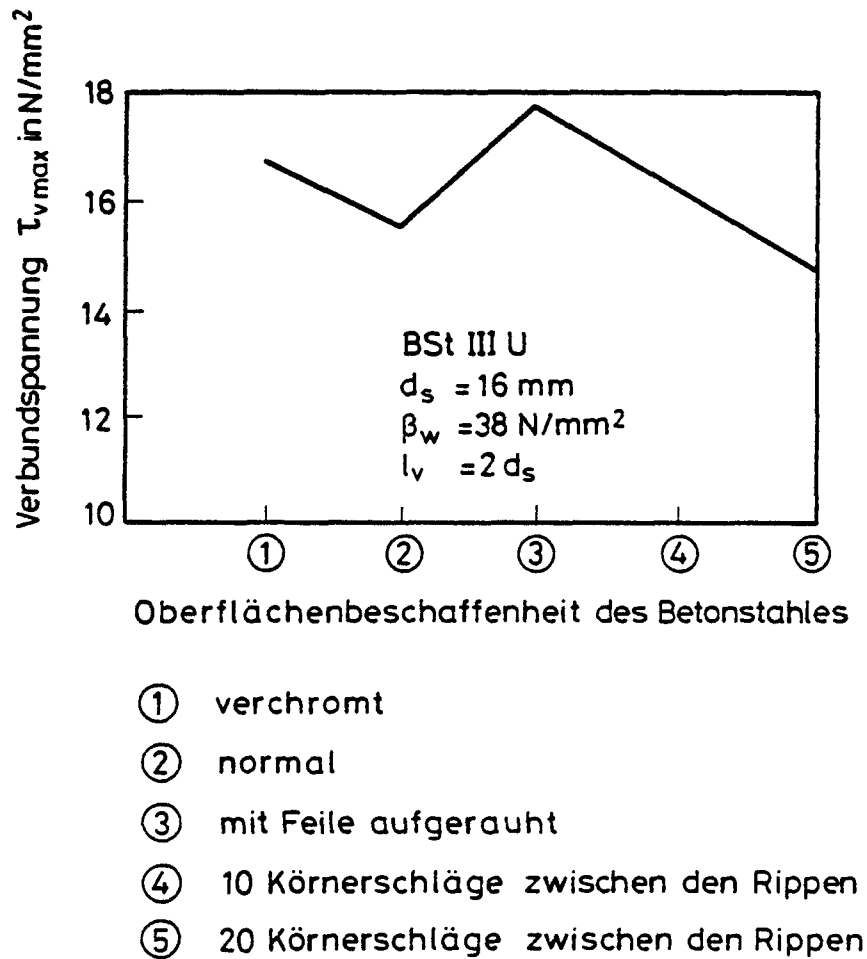


Bild 4.4: Einfluß verschiedener Oberflächeneigenschaften auf das Verbundverhalten nach Martin und Noakowski [44]

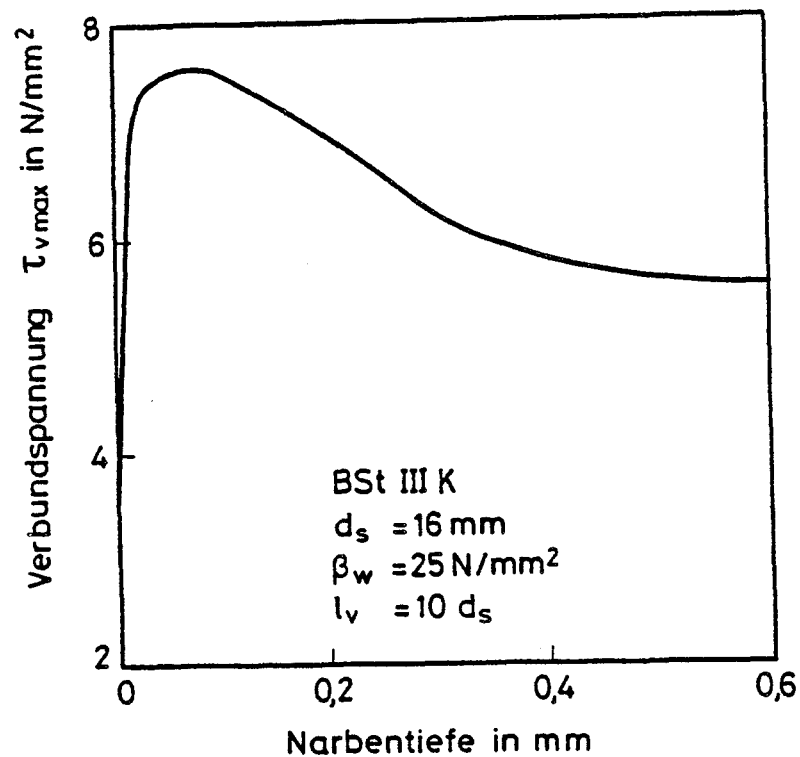


Bild 4.5: Einfluß einer natürlichen Vernarbung durch Korrosion auf das Verbundverhalten nach Martin und Noakowski [44]

4.2.3 Einfluß des Stabdurchmessers

Rehm [56] sowie Martin und Noakowski [44] stellten durch ihre experimentellen Untersuchungen fest, daß der Stabdurchmesser (konstanter f_R -Wert vorausgesetzt) einen vernachlässigbar geringen Einfluß auf das Verbundverhalten ausübt.

Vereinzelte Auffassungen, das Verbundverhalten dünner Stäbe sei besser als das dickerer Abmessungen, sind wahrscheinlich auf unterschiedliche Verhältnisse der Prüfkörperabmessungen, d. h. der Betonüberdeckungen zum Stabdurchmesser, zurückzuführen.

4.2.4 Einfluß des Dehnungs- bzw. Spannungszustandes des Stabes

Bei der Auswertung von Ausziehversuchen wird die aus der äußeren Belastung berechnete konstante Verbundspannung $\tau_v = \frac{F}{u_s \cdot l_v}$ in der Regel der am spannungslosen Stabende gemessenen Verschiebung zugeordnet. Innerhalb der Verbundlänge treten zusätzlich zu den Relativverschiebungen des Stahls gegenüber dem Beton Stahldehnungen auf, so daß die Verschiebung am belasteten Stabende sich aus beiden Anteilen addiert zu:

$$v(x) = v_o + \int_0^{l_v} [\epsilon_s(x) - \epsilon_b(x)] dx \quad (4.5)$$

Der Zusammenhang zwischen Stahlspannung, Verschiebung und Verbundspannung wurde von Eifler [16] sowie Bennett und Snounou [2] experimentell untersucht.

Eifler führte Ausziehversuche durch, bei denen dem Stahlstab im einbetonierten Zustand vor Versuchsbeginn eine definierte plastische Stahldehnung eingeprägt wurde.

Die Untersuchungen erfolgten an zwei unterschiedlichen Versuchskörpertypen, die zum einen den Bereich in Nähe des Biegerisses, zum anderen den ungerissenen Bereich nachbilden sollten. Zur Simulation des Biegerisses wurde unmittelbar vor der Verbundstrecke ein Schlitz normal zur Stabachse ausgespart.

Prüfkörper ohne Reißvorgabe zeigten bei gleichem Verschiebungswert mit steigender plastischer Vordehnung des Stabes eine Abnahme der Verbundspannung. Bemerkenswert war die Minderung der Verbundsteifigkeit mit zunehmender plastischer Stahldehnung im Bereich kleiner Verschiebungen. Versagen erfolgte durch Gleitbruch. Prüfkörper mit Biege Reißvorgabe zeigten ein wesentlich anderes Verbundverhalten: Die Verbundfestigkeit war deutlich niedriger als bei den Prüfkörpern ohne Biege Reiß. Bei Stäben ohne plastische Vordehnung trat das Verbundversagen bereits bei sehr kleinem Verschiebungsweg ein. Mit steigender plastischer Dehnung nahmen die Verbundspannungen und die Bruchverschiebungen zu.

Bennett und Snounou [2] berichten über Untersuchungen an glatten Stäben, mit denen Beziehungen zwischen Verschiebung, Verbund- und Stahlspannung gewonnen wurden. Bei der Versuchsdurchführung wurden ober- und unterhalb der kurzen Einbettungslänge die Stahldehnungen über DMS gemessen und daraus die mittlere Stahlspannung in der Verbundlänge bestimmt. Die Betondehnungen wurden in der verbundfreien Länge über DMS gemessen, die auf Stahlstäbe aufgeklebt waren. Die Verschiebung berechnet sich aus der Differenz der Beton- und Stahldehnungen. Die Versuchsergebnisse bestätigen im wesentlichen die von Eifler an Probekörpern ohne Biege- und Torsionsabhängigkeiten.

Das im Rahmen des DFG-Schwerpunkts "Stoffgesetze" von Prof. Eibl bearbeitete Forschungsprojekt untersucht u. a. den Einfluß der Stahldehnungen auf das Verbundverhalten.

4.2.5 Bewertung und offene Fragen

Die geometrische Ausbildung der Oberfläche von Betonrippenstählen, die nach Rehm durch die bezogene Rippenfläche f_R definiert werden kann, ist eine der maßgebenden Einflußgrößen des Verbundverhaltens. Bis zum Erreichen der Scherfestigkeit der Betonkonsolen ist die zu einem bestimmten Verschiebungsweg gehörende Verbundspannung unmittelbar mit der bezogenen Rippenfläche verknüpft. In Verbindung mit der Betondruckfestigkeit bestimmt f_R bei vorgegebener Betondeckung auch die Bruchart. Mit Hilfe des Kennwertes der bezogenen Rippenfläche ist die vergleichende Beurteilung der Verbundqualität von Betonrippenstählen möglich.

Eine dem Wert der bezogenen Rippenfläche vergleichbare Kennziffer für die Oberflächenrauigkeit glatter Stäbe, die eine eindeutige Beurteilung des Verbundverhaltens erlaubt, ist weder bekannt, noch technisch bedeutsam.

Der Einfluß des Stabdurchmessers auf die τ_v -v-Beziehung ist bei ausreichender Betonüberdeckung vernachlässigbar.

Der Zusammenhang zwischen Verbundspannung, Verschiebung und Spannungs- bzw. Dehnungszustand des Bewehrungsstabs wurde bislang kaum erforscht. Am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Technischen Universität Karlsruhe wird im Rahmen des DFG-Schwerpunkts "Stoffgesetze" die

Änderung des Grundgesetzes $\tau_v(v)$ bei unterschiedlichem Stahlspannungsniveau bis weit in den plastischen Dehnbereich experimentell und theoretisch untersucht

Die genannten Einflüsse (Profilierung, Stabdurchmesser, Stahlspannungsniveau) auf den Verbund unter Kurzzeitbeanspruchung sind damit im wesentlichen experimentell abgeklärt.

4.3 Betontechnologische Einflüsse

4.3.1 Einfluß der Betonfestigkeit

Die elastischen und plastischen Verformungen der Betonkonsolen unter den Rippen hängen im Bereich mäßiger Verschiebungen $v \leq 0,2 \div 0,3$ mm im wesentlichen von der Komprimierbarkeit des mehrachsig beanspruchten Betons und damit von der Betonfestigkeit als maßgebende Stoffeigenschaft ab. Dies wird durch zahlreiche Untersuchungen (s. [56], [44]) bestätigt.

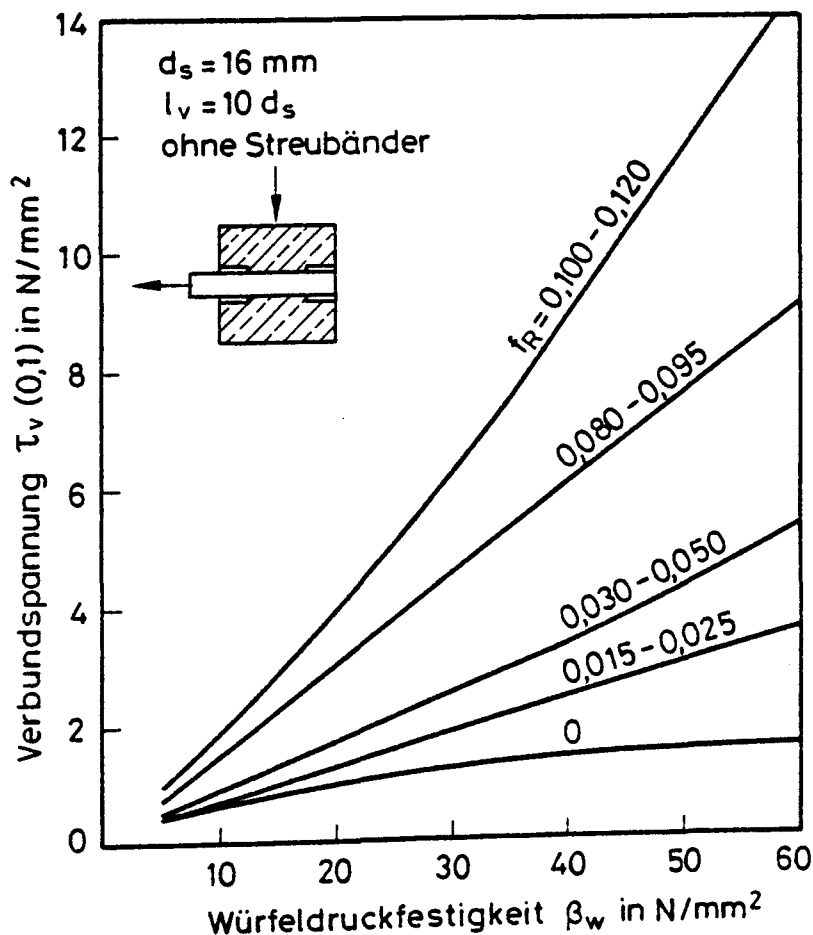


Bild 4.6: Verbundspannung τ_v ($v = 0,1 \text{ mm}$) in Abhängigkeit von der Würfel-druckfestigkeit und von der bezogenen Rippenfläche nach Martin

Bild 4.6 zeigt, daß zwischen der Verbundspannung $\tau_v(0,1 \text{ mm})$ und der Würfeldruckfestigkeit bei gerippten Stählen ein von der bezogenen Rippenfläche abhängiger, linearer Zusammenhang herrscht, der von der Stablage unabhängig ist. Für diese Abhängigkeit gilt der Ansatz

$$\tau_v = b \beta_w^c, \quad (4.6)$$

wobei sich der Exponent c mit der bezogenen Rippenfläche ändert. Für Rippenstähle kann $c \approx 1,0 - 1,2$ angenommen werden.

Für die Abhängigkeit der Verbundbruchspannung von der Würfeldruckfestigkeit gilt nach Bild 4.7 dieser lineare Zusammenhang nicht mehr. Abhängig von der Verbundlänge, Betondeckung und Betonfestigkeit versagen die Ausziehkörper bei hoher bezogener Rippenfläche mit steigender Betondruckfestigkeit durch Sprengbruch.

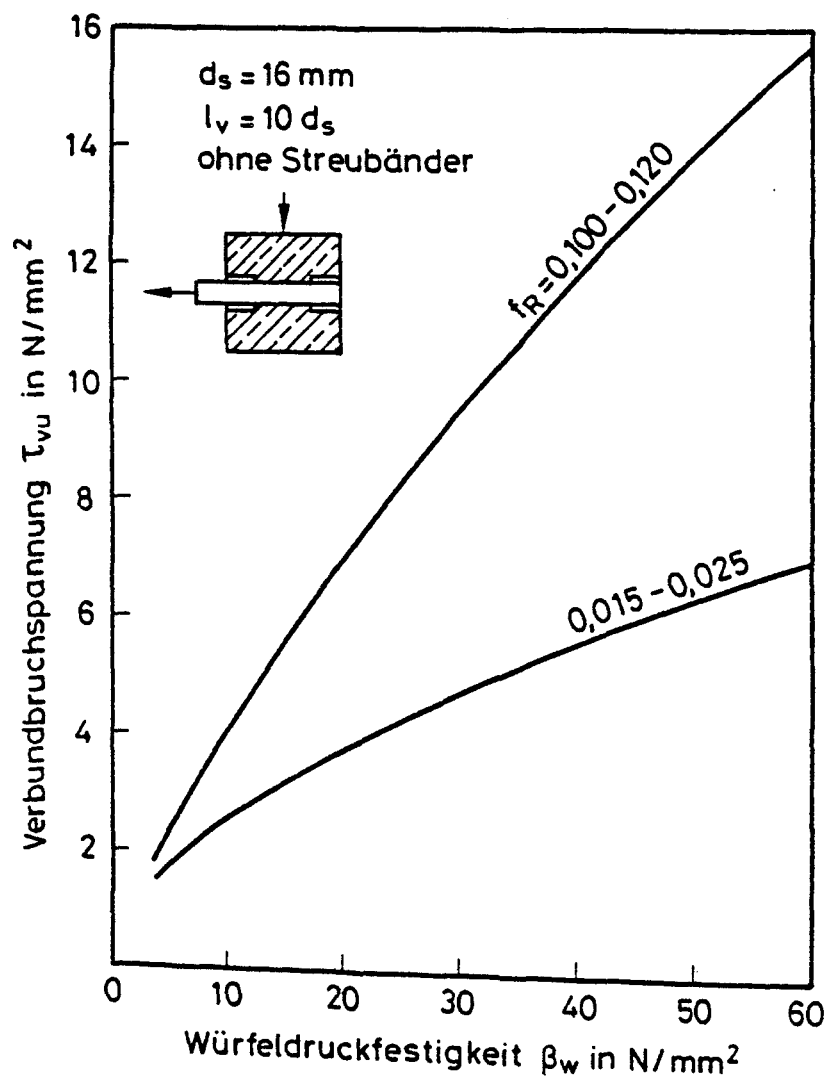


Bild 4.7: Verbundbruchspannung in Abhängigkeit von der Würfeldruckfestigkeit und der bezogenen Rippenfläche nach Martin und Noakowski [44]

Die Bruchart Sprengbruch ist nicht mehr mit der Betondruck-, sondern vielmehr mit der Betonzugfestigkeit

$$\beta_z \cong k \cdot \beta_w^{2/3} \quad \text{verknüpft.}$$

Die von Heilmann [28] bestimmten Werte des Koeffizienten k basieren auf einer Vielzahl von Versuchsergebnissen, gelten jedoch nur für ein Betonalter von 28 Tagen. Bei einem Vergleich von Versuchsergebnissen muß - bei der Versagensart Sprengbruch - auch die unterschiedliche zeitliche Entwicklung der Zug- und der Druckfestigkeit berücksichtigt werden.

Für glatte Stäbe empfehlen Martin und Noakowski [44] ein $\sqrt{\beta_w}$ -Gesetz, das von anderen Forschern z. B. [77] sogar als generell gültig erachtet wird.

Um Untersuchungsergebnisse, die an Prüfkörpern mit verschiedenen Betongüten gewonnen wurden, vergleichen zu können, bezieht Nilson [48] die Verbundspannungen auf die Quadratwurzel der Zylinderdruckfestigkeit β_c und damit indirekt auf die Betonzugfestigkeit, da näherungsweise auch Proportionalität zwischen der Zugfestigkeit und $\sqrt{\beta_c}$ angenommen werden kann.

4.3.2 Einfluß der Zusammensetzung und der Konsistenz des Betons

Die für den Verformungswiderstand der Betonkonsolen maßgebende Größe, die Betongüte, hängt von der Zusammensetzung und dem Porengehalt des Betons der Konsolen ab. Ein hoher Feinkornanteil und eine weiche Konsistenz führen - insbesondere bei waagerechter Einbettung (siehe Abschnitt 4.4) - zu Feinmörtelanreicherungen bzw. zu Porenansammlungen am Bewehrungsstab und vermindern damit die Verbundfestigkeit.

Versuche von Martin und Noakowski [44] mit hohem Grobanteil des Zuschlags und geringem Wassergehalt ergaben bei gleicher Konsistenz für Betonrippeinstähle eine deutliche Zunahme der Verbundspannungen bei definierten Verschiebungswegen, während für glatte Stähle kein Einfluß feststellbar war.

Walther und Soretz [89] variierten bei ihren Untersuchungen den Mehlkornanteil zwischen 12 und 30 % des Betongewichts. Sie stellten fest, daß ein hoher Mehlkorngehalt den Verbund vor allem bei geringen Verschiebungen

ungünstig beeinflusst. Ein hoher Feinanteil führt unter sonst gleichen Bedingungen schon bei geringen Verbundspannungen zum Gleiten. Aus Bild 4.8 ist beispielsweise abzulesen, daß für einen Stabdurchmesser $d_s = 6 \text{ mm}$ bei einem Schlupf von $0,001 \text{ mm}$ der mehlkornreiche Beton C nur etwa 20 % der Verbundspannung des an Feinanteilen armen Betons A erreicht.

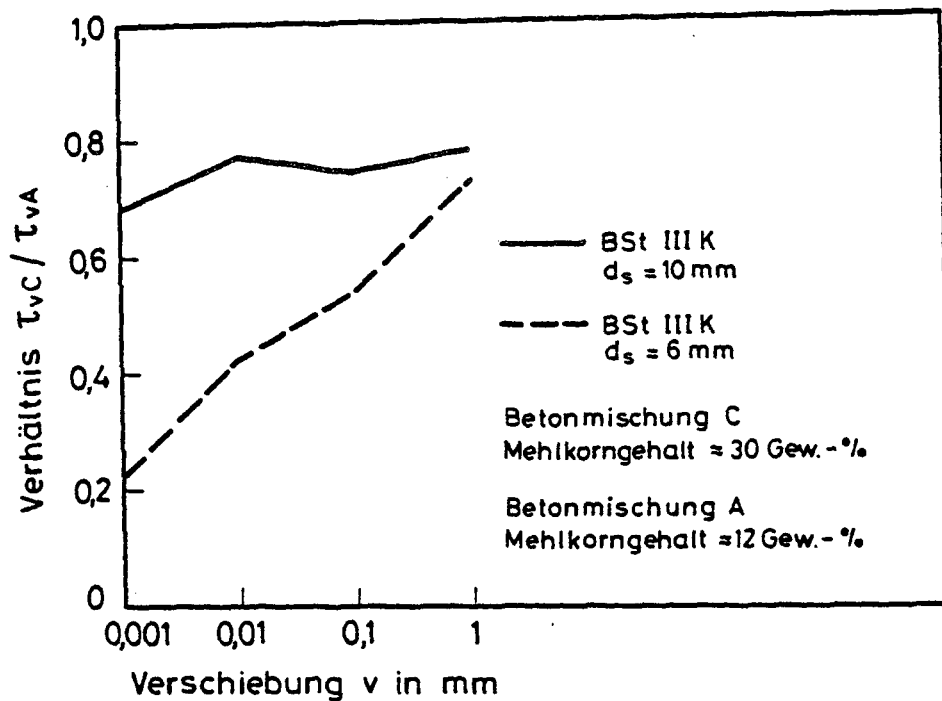


Bild 4.8: Einfluß des Mehlkorngehaltes auf das Verbundverhalten nach Walther und Soretz [89]

Martin [40] berichtet über Ausziehversuche, bei denen sowohl die Kornzusammensetzung als auch die Konsistenz variiert wurde. Die Ergebnisse zeigten, daß die auf die Betonwürfeldruckfestigkeit β_w bezogene Verbundspannung für die Sieblinie A 16 nach DIN 1045 mit dem geringsten Anteil Feinkorn (Bild 4.9) bzw. für die Konsistenz K 1 (Bild 4.10) die höchsten Werte erreicht. Durch den Bezug der Verbundspannung τ_v auf die Würfel-
druckfestigkeit β_w konnte der Einfluß des W/Z-Wertes erwartungsgemäß eliminiert werden.

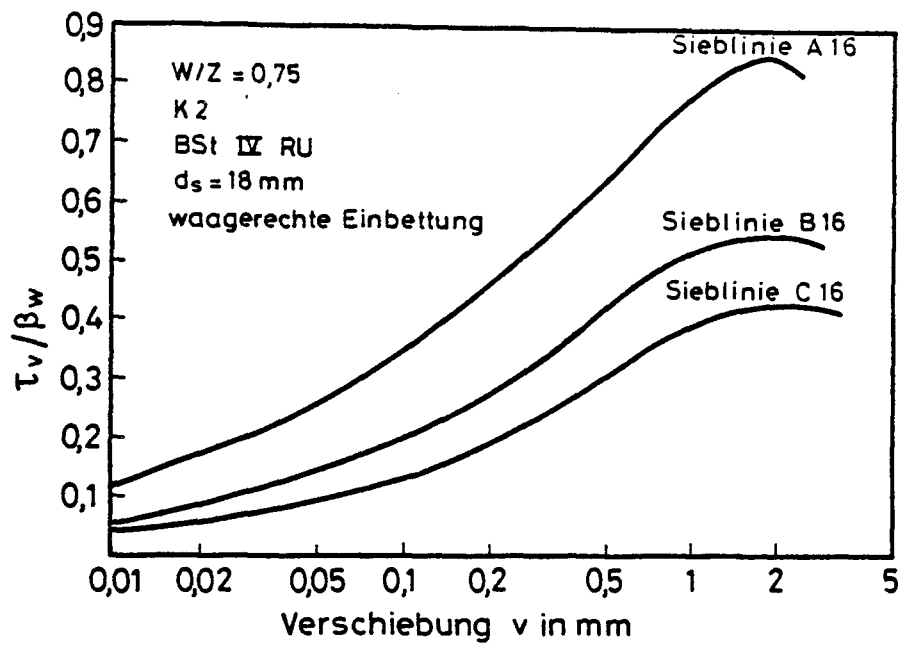


Bild 4.9: Einfluß der Kornzusammensetzung auf das Verbundverhalten nach Martin [40]

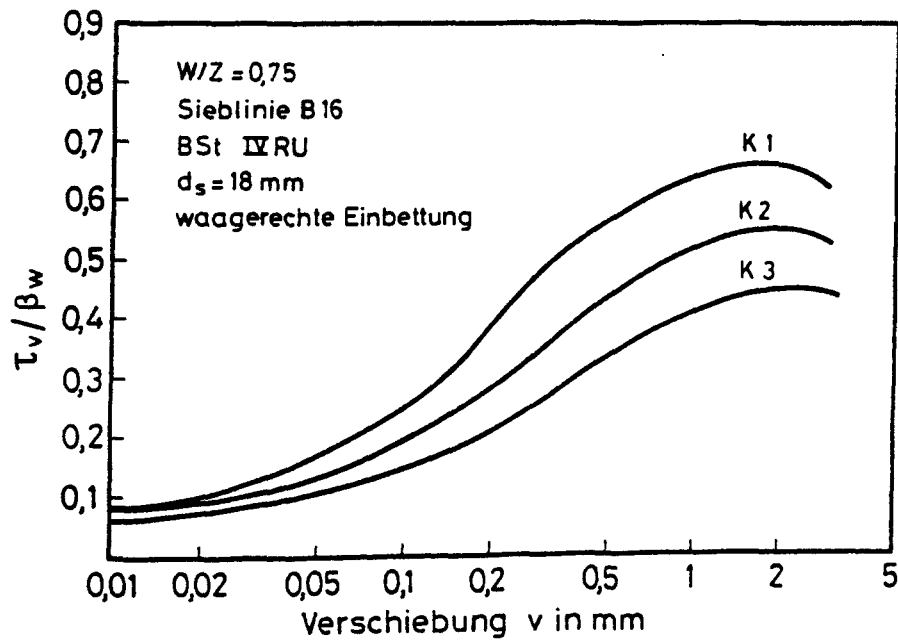


Bild 4.10: Einfluß der Konsistenz auf das Verbundverhalten nach Martin [40]

4.3.3 Verbundverhalten von Betonstahl in Leichtbeton

Bei Normalbeton weisen die Zuschlagkörner im allgemeinen eine höhere Festigkeit auf als der Zementstein. Die Betonfestigkeit wird daher von der Zementsteinfestigkeit bestimmt, die wiederum vom Wasserzementwert und der Zementfestigkeitsklasse abhängt. Weitere Einflußgrößen auf die Betonfestigkeit sind u.a. die Verdichtung und die Konsistenz. Weichere Betone liefern bei gleichem W/Z-Wert gegenüber steifem Beton (Konsistenz K 1) aufgrund ihres höheren Zementleimgehalts meist niedrigere Betonfestigkeiten.

Bei gefügedichtem Leichtbeton haben die Zuschlagkörner in der Regel eine geringere Festigkeit und einen niedrigeren Elastizitätsmodul als der Zementstein. Die Kornfestigkeit des Leichtzuschlages ist deshalb in erster Linie maßgebend für die erreichbare Betonfestigkeit. Der Einfluß des W/Z-Wertes und der Zementfestigkeitsklasse auf die Betondruckfestigkeit sind daher deutlich geringer als bei Normalbeton.

Aufgrund des unterschiedlichen Tragverhaltens von Leicht- und Normalbeton ist zu erwarten, daß das Verbundverhalten eines Stahlstabes in Leichtbeton von dem in Normalbeton abweicht; insbesondere ist eine andere Abhängigkeit von der Betonfestigkeit zu erwarten.

Untersuchungen von [41], [43] ergaben, daß im Bereich mäßiger Verschiebungen (bis 0,1 mm) bei ausreichender Betonüberdeckung die Verbundspannungen eines liegend in Leichtbeton einbetonierten Betonrippenstahles höher sind als bei Normalbeton vergleichbarer Festigkeit. Aufgrund der gegenüber Normalbeton geringeren Zugfestigkeit des Leichtbetons tritt jedoch schon bei niedrigen Betongüten Versagen durch Sprengbruch auf.

Aus ihren Versuchsergebnissen leiten Martin und Janovic [43] für geringe Stabdurchmesser eine $\sqrt{B_w}$ -Abhängigkeit ab, für große Stabdurchmesser geben sie eine Abhängigkeit der Form

$$\tau_v = K^3 \cdot \sqrt{B_w}^2 \quad (4.7)$$

an. Der für Normalbeton zu beobachtende negative Einfluß einer weichen Konsistenz bei waagerechter Einbettung des Bewehrungsstabes ist bei Leichtbeton weniger ausgeprägt.

4.3.4 Bewertung und offene Fragen

Die Betonfestigkeit ist neben der bezogenen Rippenfläche von entscheidendem Einfluß auf das Verbundverhalten. Unter Annahme einer allseitigen Querdehnungsbehinderung durch den Stahlstab bzw. die Betonüberdeckung kann eine Verformung (d. h. Verschiebung) bis zum Bruch der Betonkonsolen nur aus der Zusammendrückbarkeit des Konsolenmörtels resultieren. Zusätzliche Verschiebungen entstehen erst, wenn die Konsole abgesichert ist und der Stahlstab im Beton gleitet. Nach den Untersuchungen von Rehm können die Betonkonsolen als hochbelastete Teilflächen angesehen werden. Die Pressungen unter den Rippen können wie in Abschnitt 2.2.2 gezeigt das Fünffache der Würfeldruckfestigkeit erreichen. Diese hohen Pressungen können nur durch Druckdreiaxsigkeit ertragen werden. Ein experimentell gefundener linearer Zusammenhang zwischen der Verbundspannung und der einachsigen Druckfestigkeit ist daher in Frage zu stellen. Außerdem ist zu beachten, daß die Druckfestigkeit eines allseitig dehnungsbehinderten Betonbereichs, wie es die Betonkonsole darstellt, sicherlich höher liegt als die an Würfeln, Prismen oder Zylindern ermittelte einachsige Druckfestigkeit.

Das Auftreten von Sprengbrüchen ist eng mit der Betonzugfestigkeit verknüpft. In den analytischen Untersuchungen von Tepfers [81] sowie Martin [39] wird angenommen, daß Längsrißbildung auftritt, wenn die über die Betondeckung gemittelte Zugspannung die Spaltzugfestigkeit erreicht. Dabei wird eine Abhängigkeit der Festigkeit vom Dehnungsgradienten und der Prüfkörperform und -größe außer acht gelassen.

4.4 Einfluß der Lagegeometrie der Bewehrungsstäbe im Prüfkörper bzw.

Bauteil

Die Lage und die Beanspruchungsrichtung der Bewehrungsstäbe zur Betonierrichtung ist neben der bezogenen Rippenfläche und der Betonfestigkeit von großem Einfluß auf die Verbundwirkung. Untersuchungen von Rehm [56] sowie Martin und Noakowski [44] zeigen, daß mittig liegend einbetonierte Stäbe bei gleichen Verhältnissen gegenüber stehend einbetonierten und gegen die Setzrichtung belasteten Stahlstäben um etwa 50 % reduzierte Verbundfestigkeiten aufweisen können. Diese Abminderung der Verbundwirkung beruht zum einen auf dem Ausfall der Rippenaufstandsfläche an der Stabunterseite in-

folge des Absetzvorganges des Frischbetons und zum anderen auf dem durch Porenbildung verringerten Verformungswiderstand der Betonkonsolen.

Die vorgenannten Erkenntnisse fanden Eingang in DIN 1045, wonach die zugelassenen Verbundspannungen für den ungünstigen Verbundbereich II auf die Hälfte abzumindern sind.

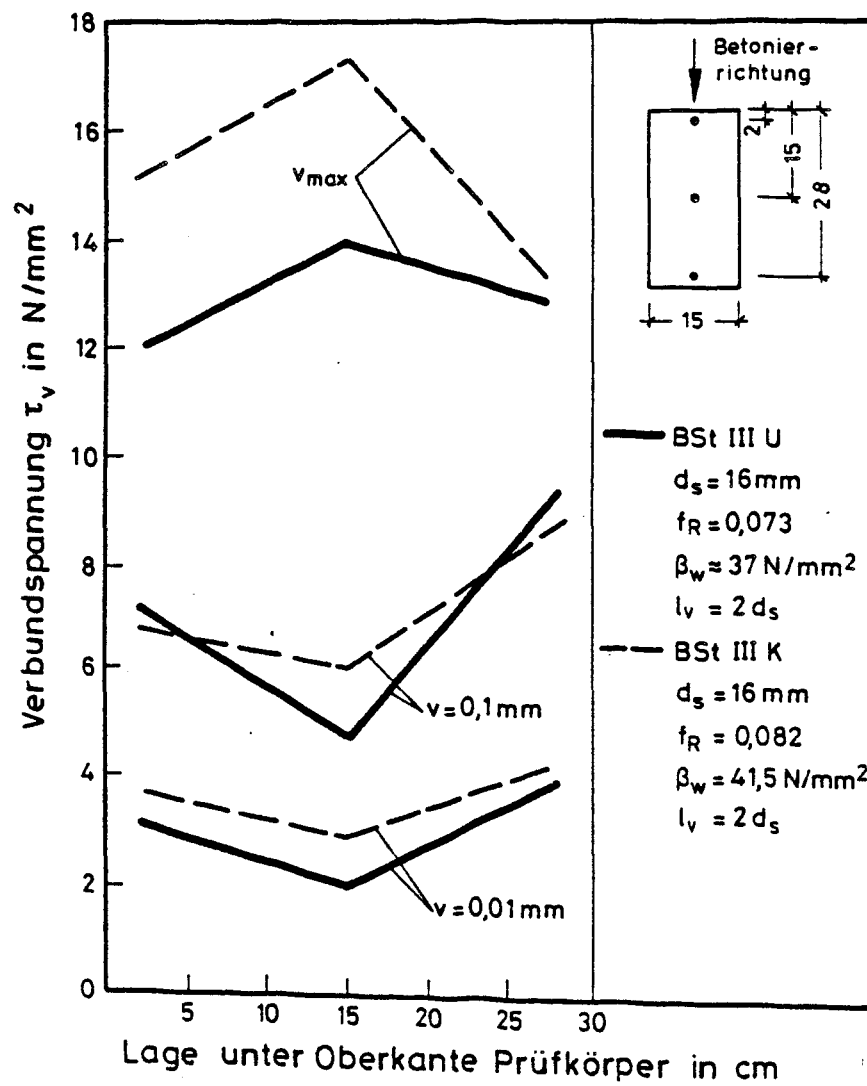


Bild 4.11: Einfluß der Höhenlage der Bewehrungsstäbe auf das Verbundverhalten nach Martin und Noakowski [44]

Der Absetzvorgang des Frischbetons bei horizontal eingebetteten Bewehrungsstäben ist u. a. eine Funktion der Höhenlage des Bewehrungsstabes über dem Schalungsboden und der Prüfkörperabmessungen: mit zunehmender Tiefenlage des Stabes von OK Frischbeton und mit zunehmender Prüfkörperhöhe (hydrostatischer Druck des Frischbetons auf den Stahlstab) steigen die Verbundspannungen für eine bestimmte Verschiebung an (s. Bild 4.11).

Der Einfluß der Lagegeometrie auf das Verbundverhalten hängt auch von den Frischbetoneigenschaften und der Betonverarbeitung ab. Eine weiche Konsistenz begünstigt den Absetzvorgang bzw. führt zu Porenanreicherungen in unmittelbarer Nähe des Stahlstabes.

Aus Bild 4.11 ist abzulesen, daß die Stäbe der obersten Bewehrungslage ein besseres Verbundverhalten aufweisen als die in Prüfkörpermitte liegenden. Das günstige Verhalten der oberen Bewehrung ist auf den Nachverdichtungseffekt zurückzuführen, der durch das Abziehen der Betonoberfläche bewirkt wird.

Ein weiterer Herstellungseinfluß ist bei nahe an den Schalungsändern liegenden Stäben zu beobachten. Aufgrund der Behinderung des Absetzvorganges durch die Reibung an den Schalungswänden wird die Verbundwirkung der Randstäbe erheblich verbessert (Bild 4.12).

Die vorstehend beschriebenen, an mit Einzelstäben bewehrten Ausziehkörpern ermittelten Erkenntnisse wurden durch Versuche von Martin und Janovic [42] an bauteilähnlichen Prüfkörpern ergänzt.

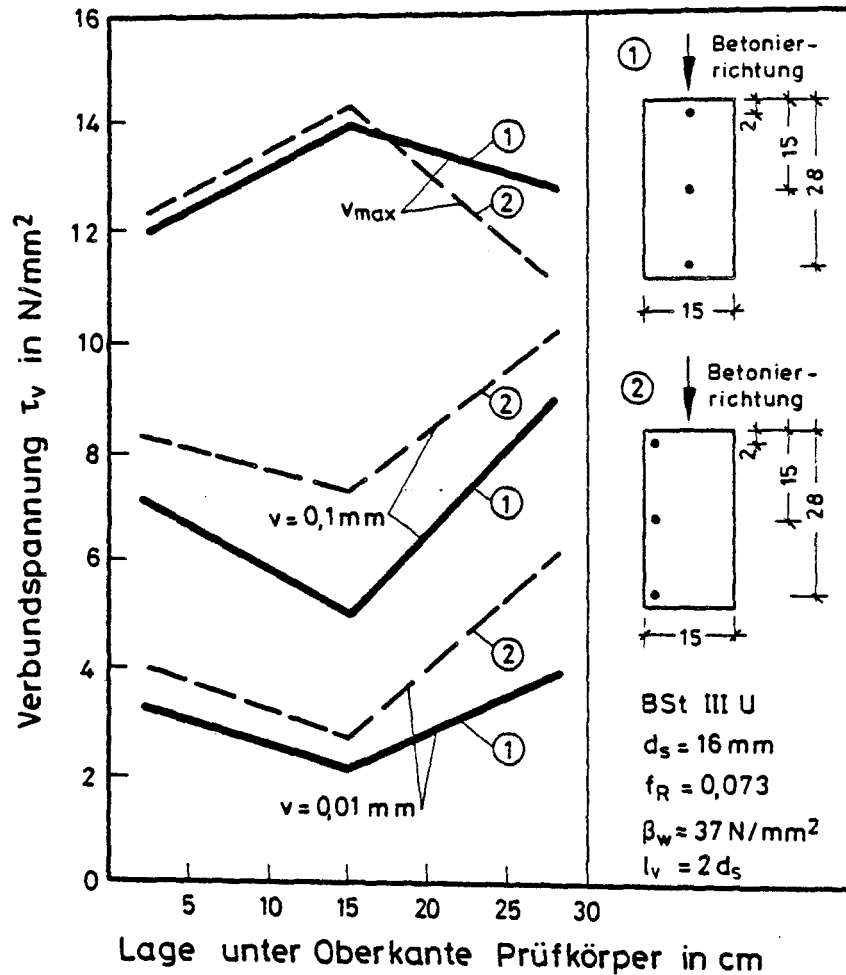


Bild 4.12: Einfluß der Lage der Bewehrungsstäbe im Prüfkörper auf das Verbundverhalten nach Martin und Noakowski [44]

In Bild 4.13 ist der Einfluß der Höhenlage auf das Verbundverhalten aufgetragen. Aus der Darstellung geht hervor, daß die durch das Abziehen des Frischbetons bewirkte Nachverdichtung den die Bewehrungslage II umgebenden Beton offenbar nicht erreicht. Ein weiterer Grund für die höhere Verbundfestigkeit der obersten Lage I im Vergleich zur Lage II ist darin

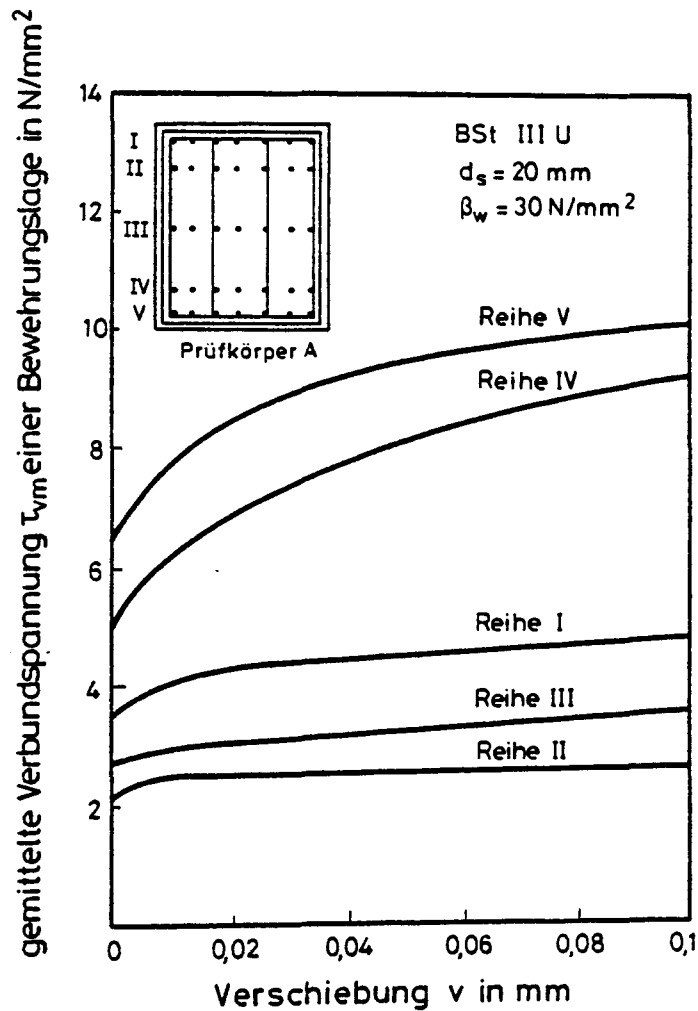


Bild 4.13: Einfluß der Höhenlage der Bewehrungsstäbe auf das Verbundverhalten, rechteckiger Prüfkörper, nach Martin und Janovic [42]

zu sehen, daß der Absetzvorgang des Frischbetons unter den Stäben der Reihe I von der Bewehrungslage II behindert wird.

An Prüfkörpern mit I-Querschnitt (Bild 4.14) stellten Martin und Janovic eine starke, durch das Absetzen des Frischbetons hervorgerufene Verbundspannungsabnahme der im Stegbereich liegenden Bewehrungsstäbe der Reihe II fest, während die Verbundspannungen der obersten Bewehrungslage im Flansch- und Stegbereich sich nicht unterschieden. Aufgrund der hier wiedergegebenen Ergebnisse sowie weiterer Versuchsdaten folgerten Martin und Janovic,

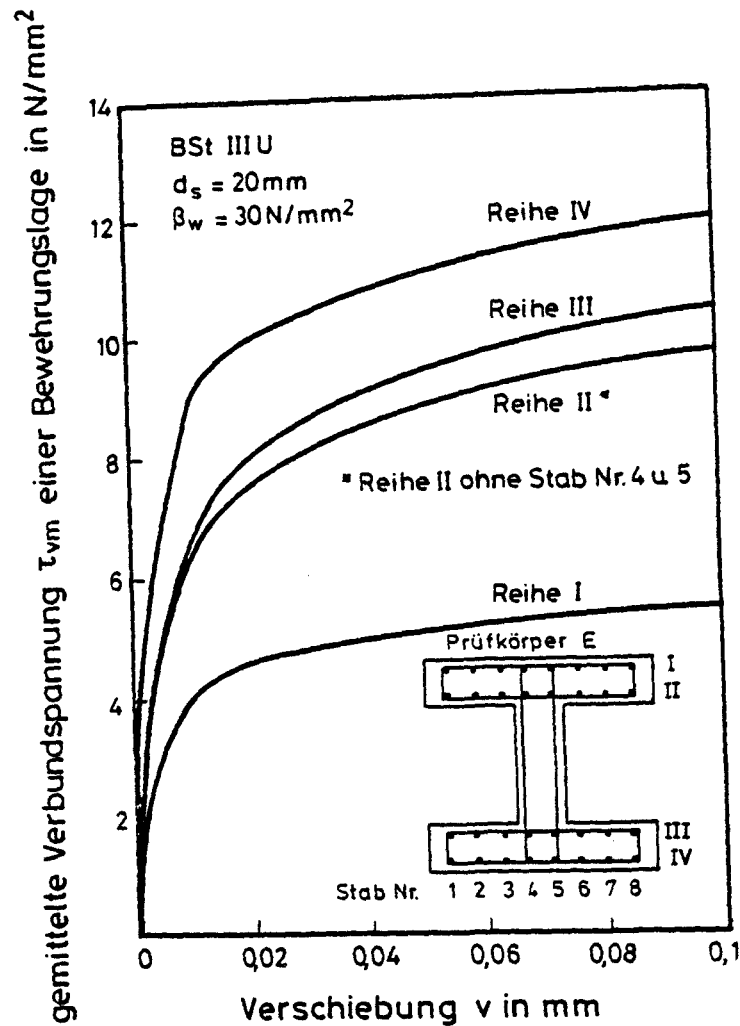


Bild 4.14: Einfluß der Höhenlage der Bewehrungsstäbe auf das Verbundverhalten, I-Querschnitt, nach Martin und Janovic [42]

daß die Verbundfestigkeit der Stäbe der obersten Bewehrungslage infolge des großen Einflusses der Nachverdichtung durch das Abziehen des Frischbetons von der Höhenlage der Stäbe über dem Schalungsboden und der Querschnittsform der Prüfkörper unabhängig ist. Mit zunehmender Prüfkörperhöhe ist ein Anstieg der Verbundspannungen der unteren Bewehrungslagen zu beobachten, der auf den mit der Körperhöhe ansteigenden hydrostatischen Druck des Betons zurückgeführt werden kann. Das Verbundverhalten der in Prüfkörpermitte liegenden Bewehrungsstäbe entspricht dem der oberen Bewehrungslagen, d. h. die Einflüsse aus dem hydrostatischen Druck des Betons und aus dem Absetzvorgang wirken einander entgegen.

Stehend in den Prüfkörper einbetonierte Bewehrungsstäbe können in oder gegen die Setzrichtung des Betons beansprucht werden. In Betonierichtung gezogene Stäbe weisen generell ein schlechteres Verbundverhalten auf als gegen die Setzrichtung beanspruchte Stäbe (Bild 4.15).

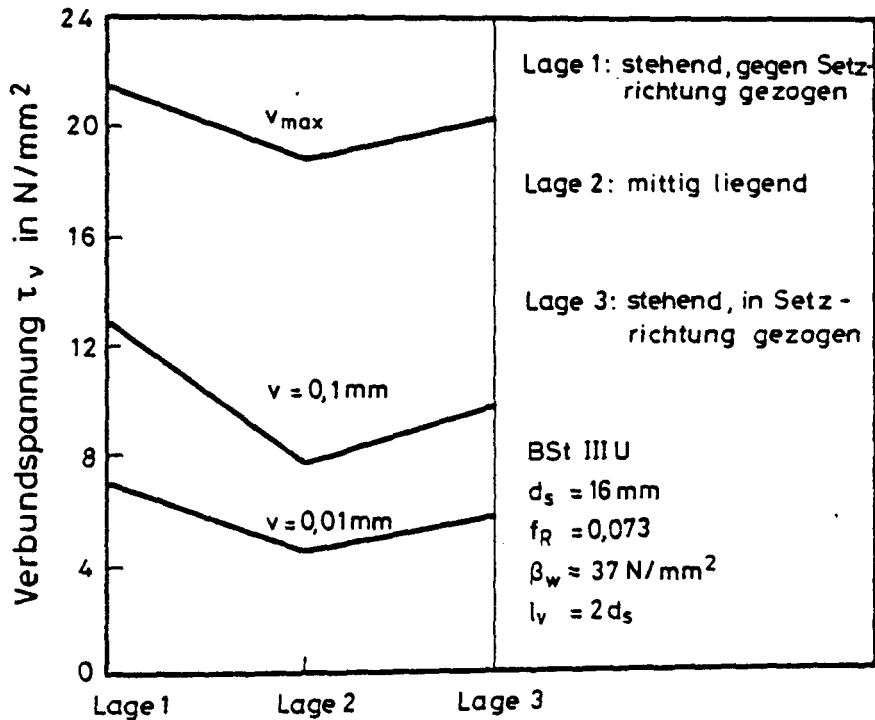


Bild 4.15: Abhängigkeit des Verbundverhaltens vom Verhältnis Ziehrichtung zu Absetzrichtung des Betons nach Martin und Noakowski [44]

Während die zu einer bestimmten Verschiebung gehörende Verbundspannung bei stehend einbetonierten und gegen Setzrichtung beanspruchten Stäben im Verhältnis zu liegend einbetonierten Stäben um den Faktor 2 - 2,2 höher angenommen werden kann, ist für den Einfluß der Beanspruchungsrichtung kein fester Verhältniswert aus Versuchen ableitbar.

4.4.1 Bewertung und offene Fragen

Aus Versuchsauswertungen ist ableitbar, daß stehend einbetonierte und gegen Setzrichtung gezogene Stäbe bei sonst gleichen Bedingungen etwa doppelt so hohe Verbundspannungen aufweisen wie liegend einbetonierte Stäbe.

Damit läßt sich ein konstantes Verhältnis von 1 : 2 für den Einfluß der Lage liegend zu stehend annehmen. Dieses Verhältnis ist unabhängig von der bezogenen Rippenfläche und der Verschiebung.

DIN 1045 unterscheidet entsprechend diesen Erkenntnissen einen günstigen Verbundbereich I mit doppelt so hohen zulässigen Verbundspannungen wie im ungünstigen Verbundbereich II. Der günstige Verbundbereich I gilt für Stäbe, die beim Betonieren zwischen 45° und 90° gegen die Waagerechte geneigt sind, bzw. für flacher als 45° geneigte Stäbe, wenn sie beim Betonieren entweder höchstens 25 cm über der Unterkante des Frischbetons oder mindestens 30 cm unter der Oberseite des Bauteils oder des Betonierabschnitts liegen.

Weitere herstellungsabhängige Einflußgrößen wie die Nachverdichtung des Betons durch das Abziehen der Frischbetonoberfläche und die Reibung des Frischbetons an den Schalungswänden sind qualitativ erfaßt. Für diese von der handwerklichen Ausführung und von den Bauteilabmessungen abhängigen Parameter können aus Ausziehversuchen jedoch sicherlich keine allgemein gültigen Aussagen gewonnen werden.

4.5 Einfluß von Temperatur und Feuchte

4.5.1 Einfluß hoher Temperaturen

Der überwiegende Teil der bisher genannten Versuche wurde bei Raumtemperatur durchgeführt. Verglichen damit ist der Einfluß hoher Temperaturen, wie sie z. B. im Katastrophenfall Brand oder beim Betrieb von Anlagen der Energietechnik auftreten, bis vor wenigen Jahren kaum untersucht worden.

Bei der Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonkonstruktionen bei hohen Temperaturen interessiert insbesondere die Frage, wie sich das Verbundverhalten einbetonierter Betonstäbe, d. h. der Verlauf der Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung infolge Temperatur verändert und welche Auswirkungen das veränderte Verbundverhalten z. B. auf Verankerungen besitzt.

Bei hohen Temperaturen beruht die Kraftübertragung vom Bewehrungsstab in den Beton ebenso wie bei Raumtemperatur auf Haft-, Scher- und Reibungswirkung. Dabei sind jedoch thermisch bedingte Strukturänderungen sowie Veränderungen der mechanischen Eigenschaften der Einzelwerkstoffe zu beachten.

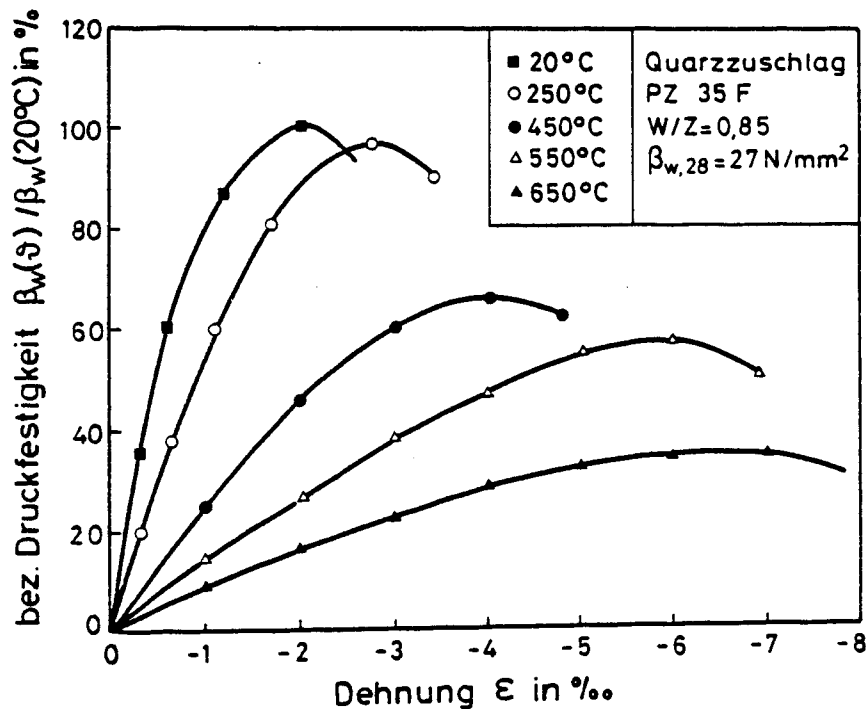


Bild 4.16: Spannungs -Dehnungs-Diagramm von Beton bei hohen Temperaturen nach Schneider et al. [75]

Thermische Beanspruchungen führen zu einer deutlichen Entfestigung des Betons (Bild 4.16). Die Entfestigung läßt sich auf eine Gefügeschädigung infolge unterschiedlicher thermischer Ausdehnungskoeffizienten des Zuschlags und der Zementsteinmatrix sowie auf in beiden Phasen ablaufende Umwandlungen und Zersetzungen (Entwässerungs-, Dehydrations- und Dekarbonatisierungsreaktionen sowie Phasenumwandlungen der Zuschlaggesteine) zurückzuführen. Die Arbeiten [72], [74], [75] befassen sich mit diesen Problemen.

Nicht nur der Beton, sondern auch die Beton- und Spannstähle werden durch hohe Temperaturen entfestigt. Die Entfestigung ist auf Gefügeänderungen zurückzuführen, die wieder von der Zusammensetzung und der Herstellungsart abhängen. Die durch Kaltverformung erzielte Verfestigung wird bei Temperatureinwirkung durch eine Ausheilung der Verzerrungen und Gitterfehler zurückgebildet (Erholung und Rekristallisation). Die so wiedergewonnene größere Beweglichkeit der Versetzungen führt zu einer Verringerung der Festigkeit und einer Zunahme der Verformbarkeit. Bild 4.17 zeigt die von Ruge und Winkelmann [70] in Warmkriechversuchen bei instationärer Erwärmung ermittelte "kritische Kriechtemperatur" für Betonstahl.

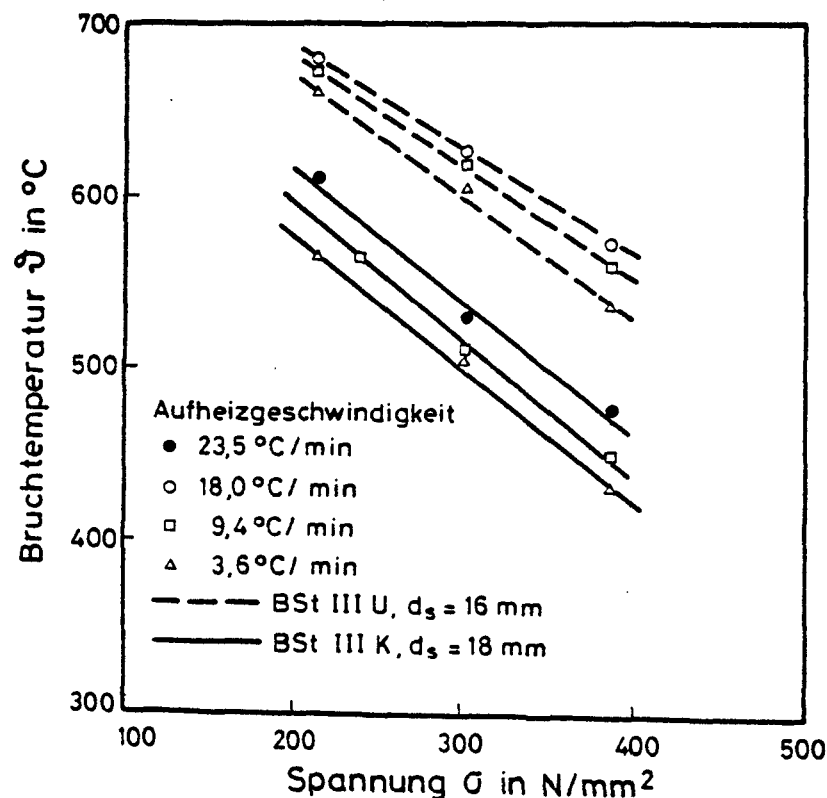


Bild 4.17: Bruchtemperaturen von Betonrippenstahl aus Warmkriechversuchen bei instationärer Erwärmung nach Ruge und Winkelmann [70]

Die Annahme gleicher Wärmeausdehnungskoeffizienten von Stahl und Beton gilt für Gebrauchstemperaturen, im Bereich hoher Temperaturen zeigen die beiden Werkstoffe ein unterschiedliches thermisches Dehnverhalten. In Bild 4.18 sind die freien Dehnungen von Betonstahl BSt III K (ϵ_s), Quarzkiesbeton (ϵ_b)

sowie die Differenz der thermischen Dehnungen ($\Delta\epsilon = \epsilon_b - \epsilon_s$) aufgetragen. Der Differenzdehnung $\Delta\epsilon$ wird die aus der Stabendverschiebung des Ausziehversuchs berechnete mittlere Dehnung $\bar{\epsilon}$ gegenübergestellt, wobei der Anteil der Dehnung der verbundfreien Länge berücksichtigt wurde.

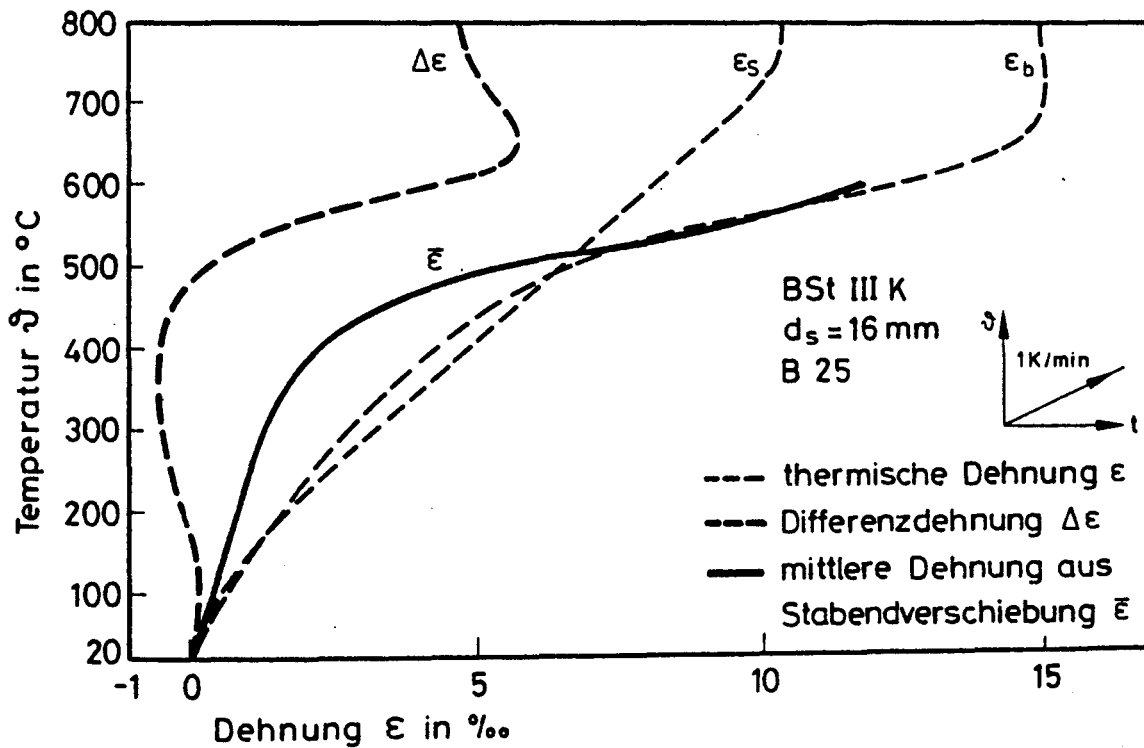


Bild 4.18: Temperaturabhängige Dehnungen von Beton ϵ_b und Stahl ϵ_s nach Rostásy und Sager [66]

Die Differenz der thermischen Dehnungen führt zu innerem Zwang, der eine Schädigung des Verbundes hervorrufen kann. Ist die thermische Ausdehnung des Betons kleiner als die des Stahls, so behindert der Beton die Stahldehnungen; er erfährt deshalb eine Zugbeanspruchung. Nach Diederichs [10] kommt es zu einem Aufschumpfen des Betons auf den Stahlstab, was zu einer Verbesserung des Verbundes, insbesondere des Reibungsverbundes, führen kann. Dehnt sich der Beton stärker als der Stahl, weitet sich der Beton auf, und es bildet sich ein Spalt in der Kontaktzone.

Der überwiegende Teil bisheriger Versuche zum Verbundverhalten bei hohen Temperaturen wurde aufgrund meßtechnischer Schwierigkeiten an nach einer Temperaturbeanspruchung wieder abgekühlten Prüfkörpern durchgeführt, d.h. es wurde eine "Verbundrestfestigkeit" im wiedererkalteten Zustand bestimmt. Bei den Untersuchungen von Kasami et al., Reichel, Hertz u. a., die in [10], [73] eingehender beschrieben sind, wurde so verfahren.

Ein Teilprojekt des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", der an der Technischen Universität Braunschweig eingerichtet ist, befaßt sich mit dem Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstahl. Die Untersuchungsmethode baut auf Arbeiten von Schneider und Diederichs [10], [73] auf, die eine Hochtemperatur-Verbundprüfanlage entwickelten. Die SFB-Versuche wurden nach zwei Temperatur-Last-Zeitprogrammen durchgeführt:

I. Verbundversuch bei stationärer Temperatur (isothermischer Ausziehversuch)

Der unbelastete Probekörper wird zeitlinear auf die gewählte Prüftemperatur aufgeheizt und bei dieser Temperatur homogenisiert. Dann wird der Bewehrungsstab bis zum Verbundversagen belastet.

II. Instationäre Aufheizung mit Vorlast (instationärer Verbundkriechversuch)

Bei dieser Versuchsart wird der Probekörper bei Raumtemperatur bis zu einer Vorlast, die als Teil der Verbundbruchlast im Kurzzeitversuch gewählt wird, belastet und anschließend unter konstant gehaltener Last bis zum Verbundversagen aufgeheizt.

Schneider und Diederichs ermittelten in isothermischen Ausziehversuchen Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen für glatte, profilierte und gerippte Stähle, die in Quarzkies- bzw. Basaltbeton eingebettet waren. Die Versuchsergebnisse (Bild 4.19 und Bild 4.20) zeigen, daß die maximal aufnehmbare Verbundspannung sowie die Verbundsteifigkeit mit zunehmender Temperatur abfällt. Beim Vergleich der dargestellten τ_v -v-Beziehungen von Quarzkies- und Basaltbeton wird der Einfluß der unterschiedlichen thermischen Dehnungsdifferenz $\Delta\epsilon$ deutlich. Der Basaltbeton weist ab etwa 175 °C eine gegenüber Stahl geringere thermische Dehnung auf ($\epsilon_b < \epsilon_s$). Durch das Aufschumpfen des Basaltbetons auf den Bewehrungsstab (bei $\epsilon_b < \epsilon_s$) er-

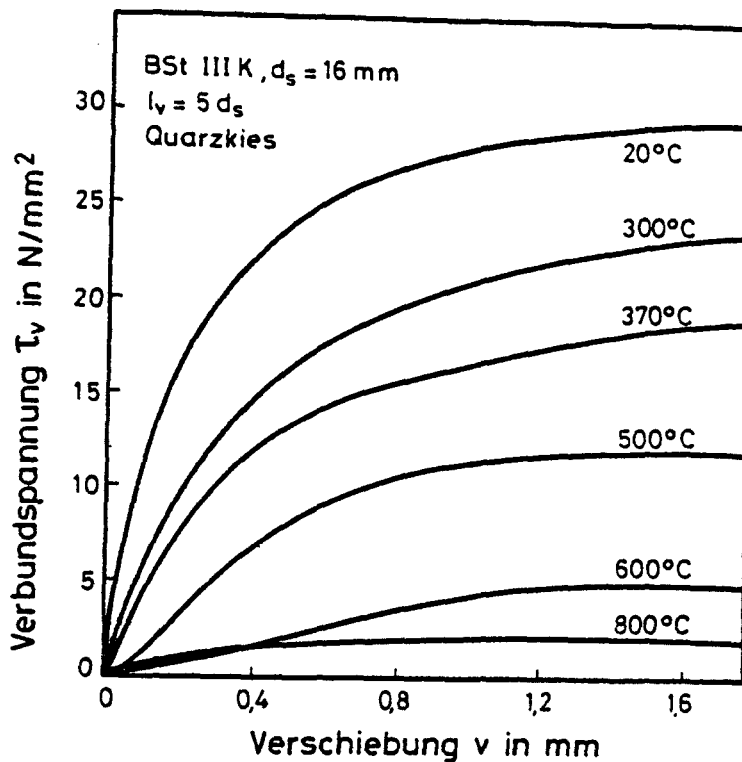


Bild 4.19: Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen bei stationärer Temperaturbeanspruchung für Quarzkiesbeton nach Schneider und Diederichs [73]

klärt Diederichs die höheren Verbundfestigkeiten bzw. Haftspannungen von Basaltbeton gegenüber Quarzkiesbeton.

Der Einfluß der Zuschlagart auf das Hochtemperatur-Verbundverhalten wurde auch von Rostásy und Sager [66] untersucht. Bild 4.21 zeigt die bezogenen Verbundfestigkeiten für Betone mit Quarzkies- bzw. Kalksteinzuschlag in Abhängigkeit von der Temperatur. Bei Quarzkiesbeton nimmt die Verbund-

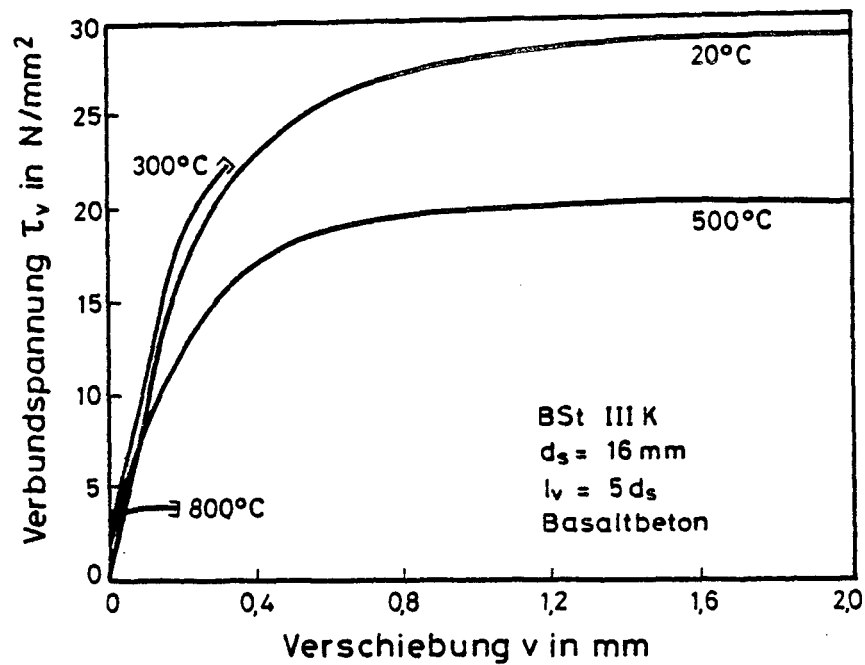


Bild 4.20: Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen bei stationärer Temperaturbeanspruchung für Basaltbeton nach Schneider und Diederichs [73]

festigkeit im Bereich von 100 °C bis 200 °C zunächst ab, erreicht bei 300 °C ein Zwischenmaximum und fällt dann stetig ab. Bei Kalksteinbeton bleibt die Verbundfestigkeit bis 300 °C annähernd gleich, bei 600 °C sind noch rd. 75 % der Verbundfestigkeit bei Raumtemperatur vorhanden, während der Quarzkiesbeton nur noch rd. 25 % des Werts bei Raumtemperatur erreicht.

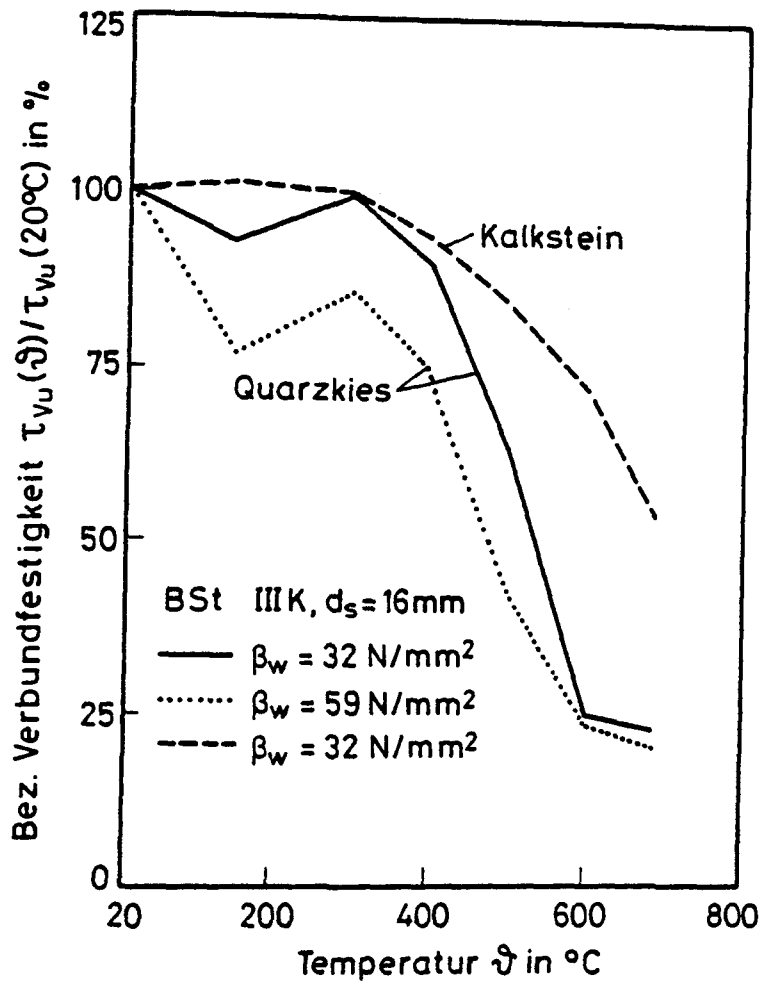


Bild 4.21: Einfluß der Zuschlagart und der Betongüte auf die Verbundfestigkeit bei stationärer Temperaturbeanspruchung nach Rostásy und Sager [66]

Bei Raumtemperatur besteht ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Betondruckfestigkeit. Um zu überprüfen, ob diese Gesetzmäßigkeit auch bei hohen Temperaturen gilt, verglich Sager seine für Leichtbeton gewonnenen Ergebnisse mit von Schneider et al. [75] ermittelten Druckfestigkeiten (Bild 4.22). Es zeigte sich, daß die Verbundfestigkeit eine ähnliche Temperaturabhängigkeit aufweist wie die Betondruckfestigkeit. Ergebnisse weiterer Versuche sind in [66] dargestellt.

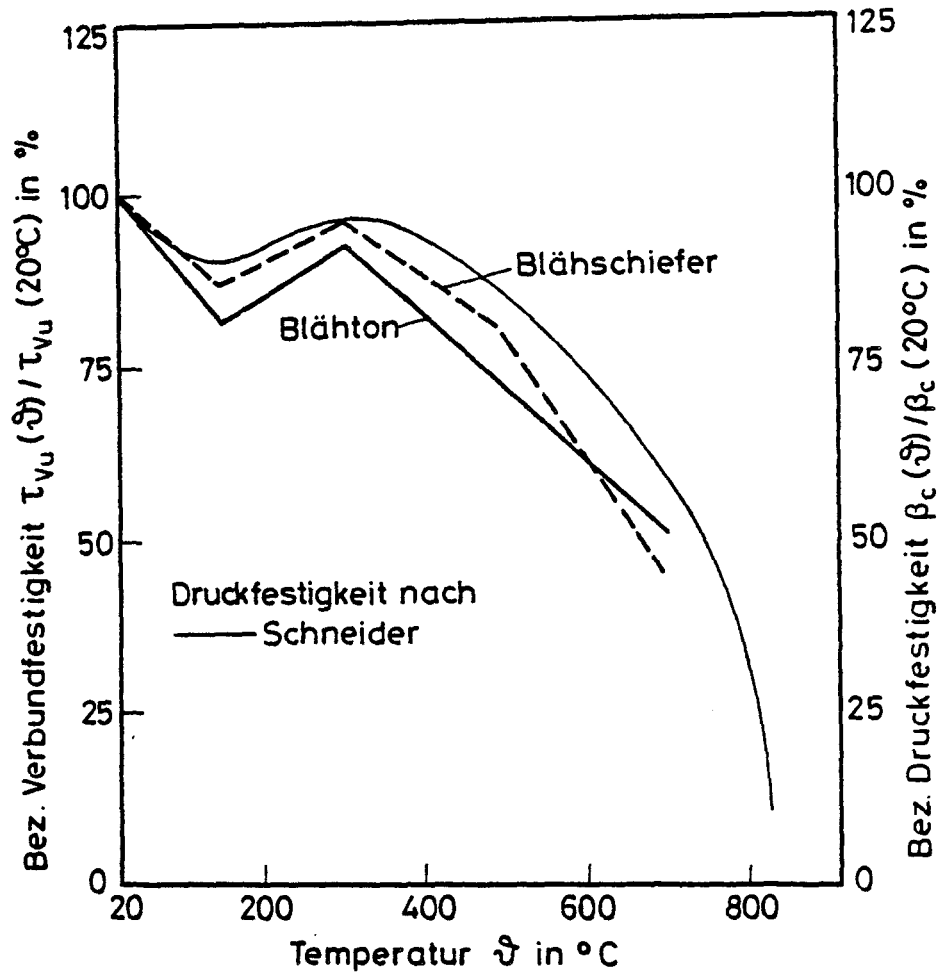


Bild 4.22: Vergleich der bezogenen Verbund- und Druckfestigkeit von Leichtbeton in Abhängigkeit von der Temperatur nach Rostásy und Sager [66]

Die Versuchsmethode II entspricht einem Warmkriechversuch. Diese Prüfmethode simuliert die Beanspruchung im Brandfall bzw. im Betrieb einer Anlage am ehesten.

Die Ergebnisse der instationären Verbundkriechuntersuchungen von Rostásy und Sager bzw. Schneider und Diederichs sind in [66] und [73] wiedergegeben. Bild 4.23 zeigt beispielhaft die Kriechverschiebung v_k für normalgelagerten Quarzkiesbeton für unterschiedliche Belastungsgrade in Abhängigkeit von der Temperatur. Die Kriechverschiebung ergibt sich aus der um den Spontanschlupf bei Lastaufbringung sowie um den Anteil aus lastfrei-

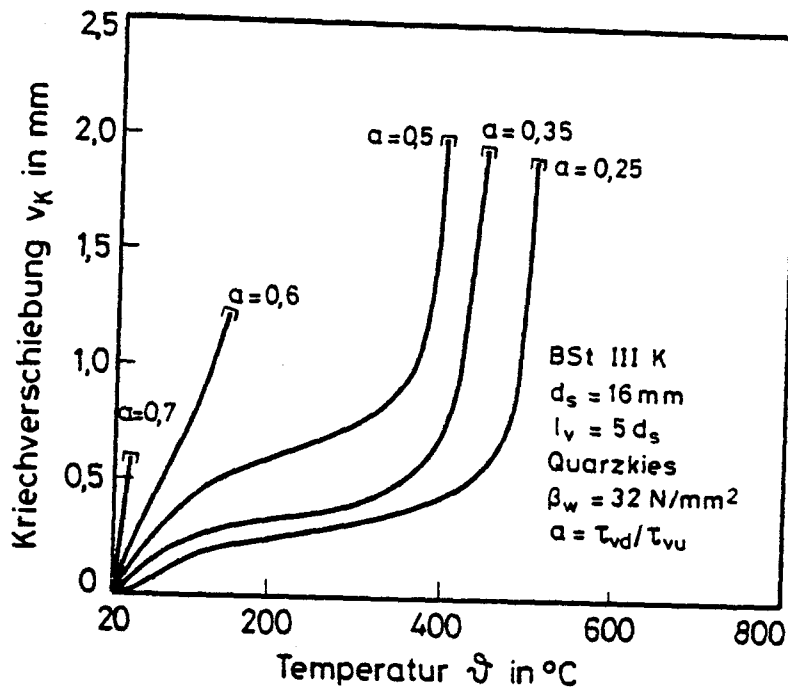


Bild 4.23: Temperaturabhängige Kriechverschiebung v_K bei unterschiedlichem Belastungsgrad nach Rostásy und Sager [66]

er Aufheizung reduzierten Stabendverschiebung. Ausziehkörper aus Kalksteinbeton erreichen im Vergleich zu Versuchskörpern aus Quarzkiesbeton bei gleicher Last höhere Versagenstemperaturen und weisen größere Kriechverschiebungen auf.

Bei den Ausziehversuchen mit instationärer Aufheizung läßt sich eine Grenzlaster angeben, die die Bereiche mit Gleit- bzw. Sprengbrüchen trennt. Die Steilabfälle in Bild 4.24 markieren diesen Wechsel in der Versagensart. Eine Belastung unterhalb dieser Grenzlaster führt zu einer hohen Versagenstemperatur und ist mit einem Gleitbruch verbunden. Eine Belastung oberhalb dieses Lastbereichs hingegen ist mit einer niedrigen Versagenstemperatur und mit Versagen durch Sprengen verbunden.

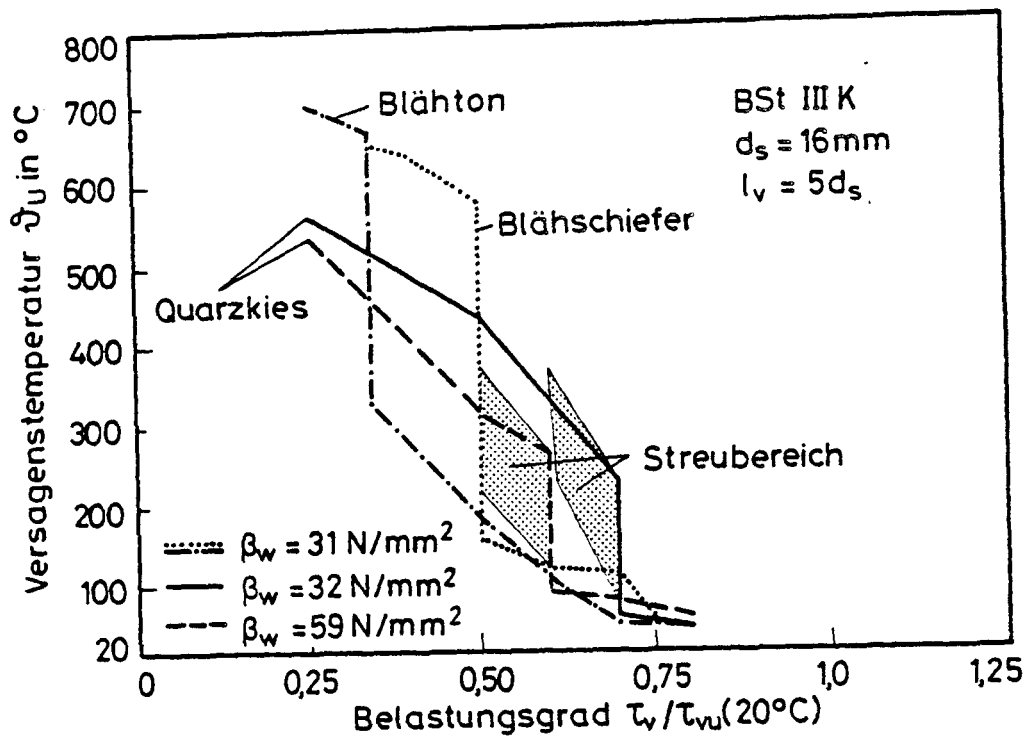


Bild 4.24: Versagenstemperaturen in Abhängigkeit vom Belastungsgrad nach Rostásy und Sager [66]

4.5.2 Einfluß tiefer Temperaturen

Die Deckung des Energiebedarfs erfolgt zunehmend durch Erd- und Petroleumgas. Diese Gase lassen sich im verflüssigten Zustand wirtschaftlich transportieren und speichern. Verflüssigtes Erdgas (LNG) besitzt unter atmosphärischem Druck eine Temperatur von etwa -165°C . Daneben werden heute auch große Mengen tiefkalter, verflüssigter Industriegase (Stickstoff, Sauerstoff etc.) gelagert. Für Entwurf und Konstruktion von Lagerbehältern muß das kryogene Verhalten der Einzelbaustoffe Baustahl, Beton, Bewehrungs- und Spannstahl sowie der Verbundbaustoffe Stahlbeton und Spannbeton bekannt sein.

In den letzten Jahren wurden umfangreiche Untersuchungen über das Materialverhalten der Einzelkomponenten durchgeführt [67], [68], [91].

Studien zur Ermittlung des Tieftemperatur-Verbundverhaltens laufen zur Zeit am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Das Versuchsprogramm sieht - entsprechend den Versuchsarten bei hohen Temperaturen - Ausziehversuche bei stationärer Temperatur (isothermische Ausziehversuche) bzw. bei instationärer Temperatur vor.

Versuchsvariable sind u. a. die Prüftemperatur, die bezogene Rippenfläche, die Verbundlänge sowie die Lagerungsart (Normlagerung, Folienlagerung, Wasserlagerung).

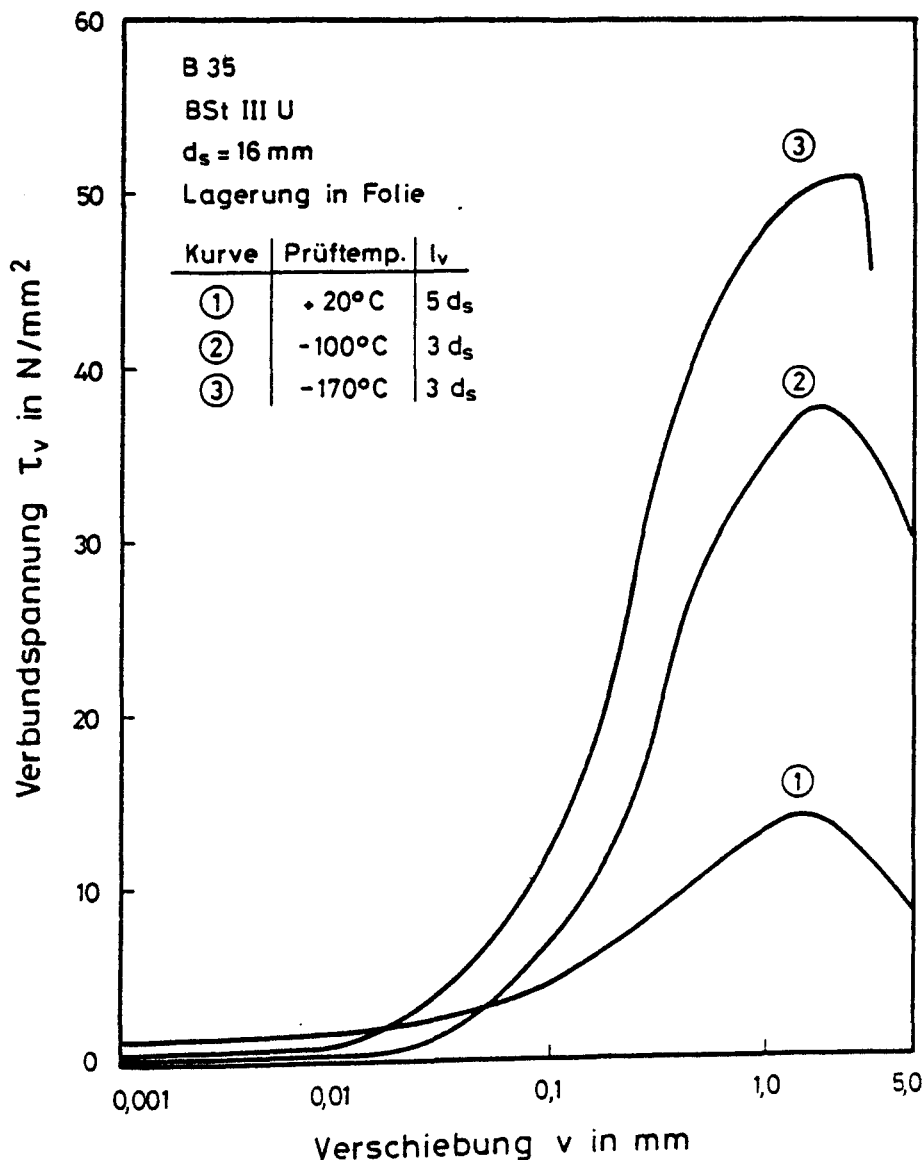


Bild 4.25: Versuchsergebnisse von Ausziehversuchen bei unterschiedlichen Prüftemperaturen nach Rostásy und Scheuermann [69]

Erste Ergebnisse der bisher durchgeführten isothermischen Ausziehversuche zeigen, daß die Verbundfestigkeit mit fallender Prüftemperatur ansteigt (Bild 4.25).

In der Regel versagten die Prüfkörper durch Gleitbruch; bei Verbundlängen $l_v > 3 d_s$ trat bei Temperaturen $\delta < -100\text{ °C}$ Stahlversagen außerhalb der Verbundlänge auf. In Bild 4.26 sind die auf Raumtemperatur bezogenen Verbundspannungen bei bestimmten Verschiebungswegen aufgetragen. Bei Temperaturen von $\delta = -135\text{ °C}$ erreichen die Verbundspannungen ein Maximum. Ein ausführlicher Bericht über die durchgeführten isothermischen Ausziehversuche ist in Vorbereitung [69].

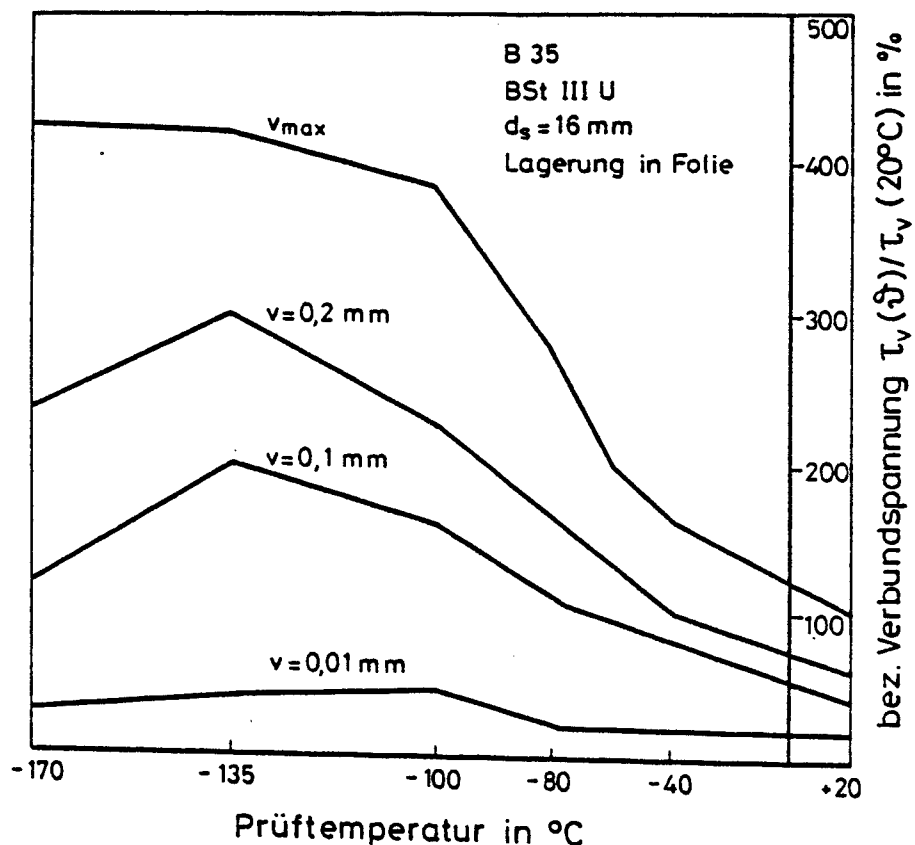


Bild 4.26: Bezogene Verbundspannungen in Abhängigkeit von der Prüftemperatur nach Rostäsy und Scheuermann [69]

4.5.3 Feuchteeinfluß

Beton ist ein poröser Baustoff, der Wasser aufsaugen, speichern und wieder abgeben kann. Die Porosität der Zementsteinmatrix (der Porengehalt natürlicher Zuschläge für Normalbeton ist vernachlässigbar) hängt in erster Linie vom Wasserzementwert w ab. In Bild 4.27 sind die Volumenanteile des Zementsteins in Abhängigkeit vom Wasserzementwert dargestellt. Bei einem nach Herstellung wassergelagerten Beton sind sämtliche Poren mit Wasser gefüllt. Die Gesamtfeuchte setzt sich neben dem chemisch gebundenen nicht verdampfbareren Wasser aus folgenden Anteilen zusammen:

$$W = W_V + W_G + W_K \quad (4.8)$$

W_V = Wasser in Verdichtungs- und Luftporen

W_G = Wasser in Gelporen

W_K = Wasser in Kapillarporen

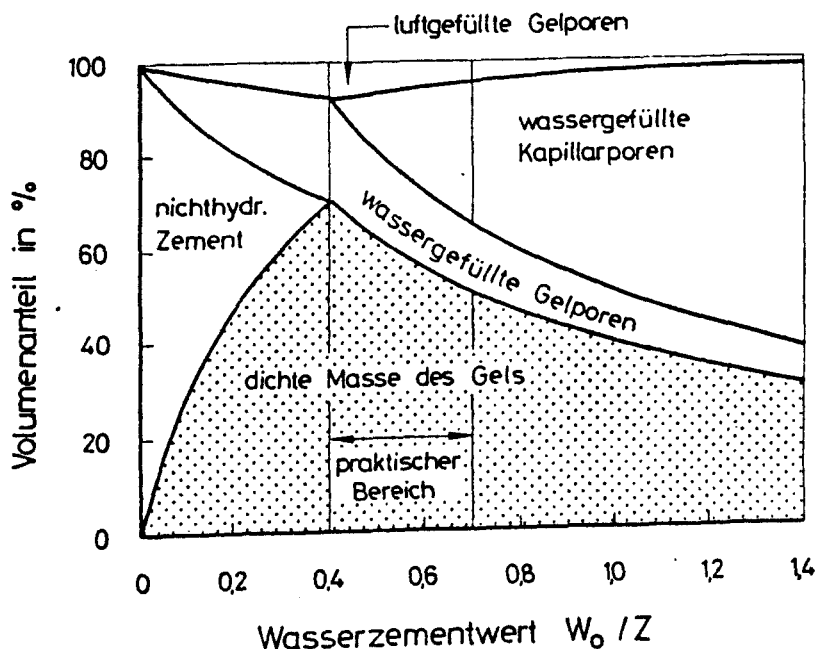


Bild 4.27: Volumetrische Anteile im Zementstein in Abhängigkeit vom Wasserzementwert (s. in [91])

In Beton, der nach der Herstellung versiegelt, z. B. in Folie, gelagert wurde, bleibt der Ausgangswassergehalt unverändert. Dabei sind im wesentlichen nur die Kapillar- und Gelporen wassergefüllt.

Maßgebende Faktoren für den Feuchtegehalt des Betons sind also die Lagerungsbedingungen sowie die Zementsteinporosität und damit der W/Z-Wert.

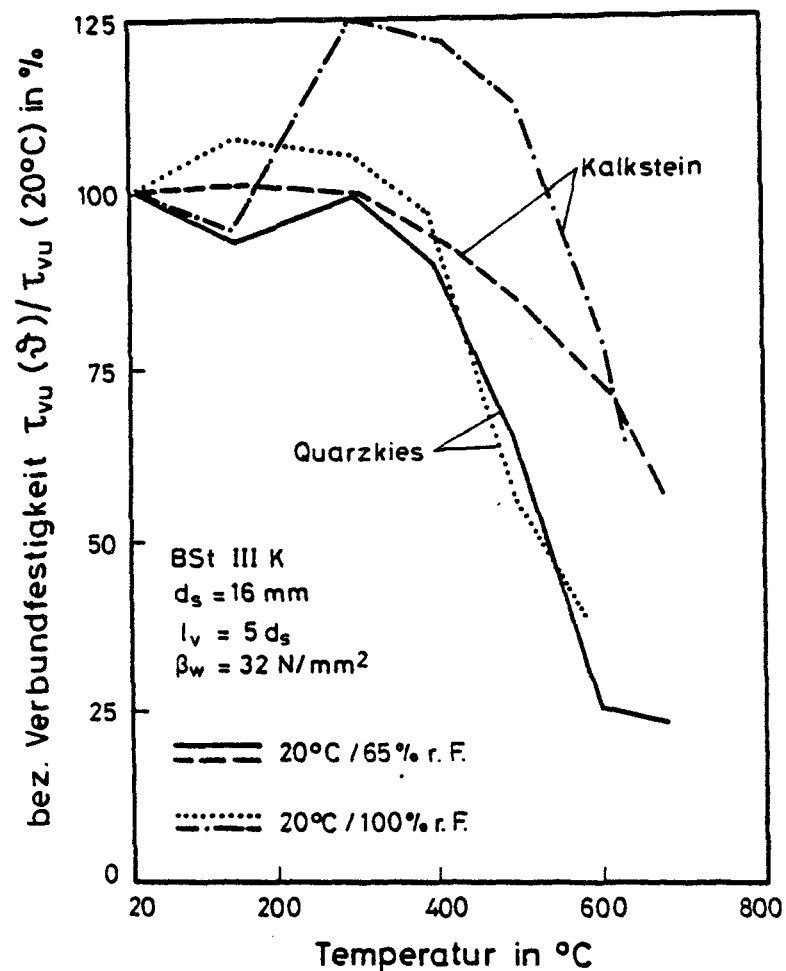


Bild 4.28: Einfluß der Betonfeuchte auf die Verbundfestigkeit bei stationärer Temperaturbeanspruchung nach Rostásy und Sager [66]

Untersuchungen über den Einfluß des Feuchtegehalts auf das Verbundverhalten bei Raumtemperatur sind nicht bekannt. Im Gebrauchstemperaturbereich ist jedoch ein wesentlicher Einfluß nicht zu erwarten.

Den Einfluß des Feuchtegehalts, d. h. der Lagerungsart auf das Hochtemperatur-Verbundverhalten, zeigt Bild 4.28. Bis Temperaturen von + 100 °C liegen die Werte im Streubereich, ein signifikanter Einfluß ist nicht erkennbar. Ab 100 °C setzt die Verdampfung des Kapillarwassers ein, bei etwa 400 °C ist der größte Anteil des Porenwassers ausgetrieben.

Wassergelagerter Quarzkiesbeton weist, wie Bild 4.28 zeigt, bis etwa 400 °C eine Verfestigung auf; ab 400 °C ist ein Einfluß der Lagerungsart nicht mehr erkennbar. Bei wassergelagertem Kalksteinbeton tritt ab 200 °C eine Verfestigung ein, die die Verbundfestigkeit bei Raumtemperatur weit übersteigt. Ein Verlust setzt ab etwa 500 °C ein, bei 700 °C ist kein Unterschied aus der Lagerungsart mehr feststellbar.

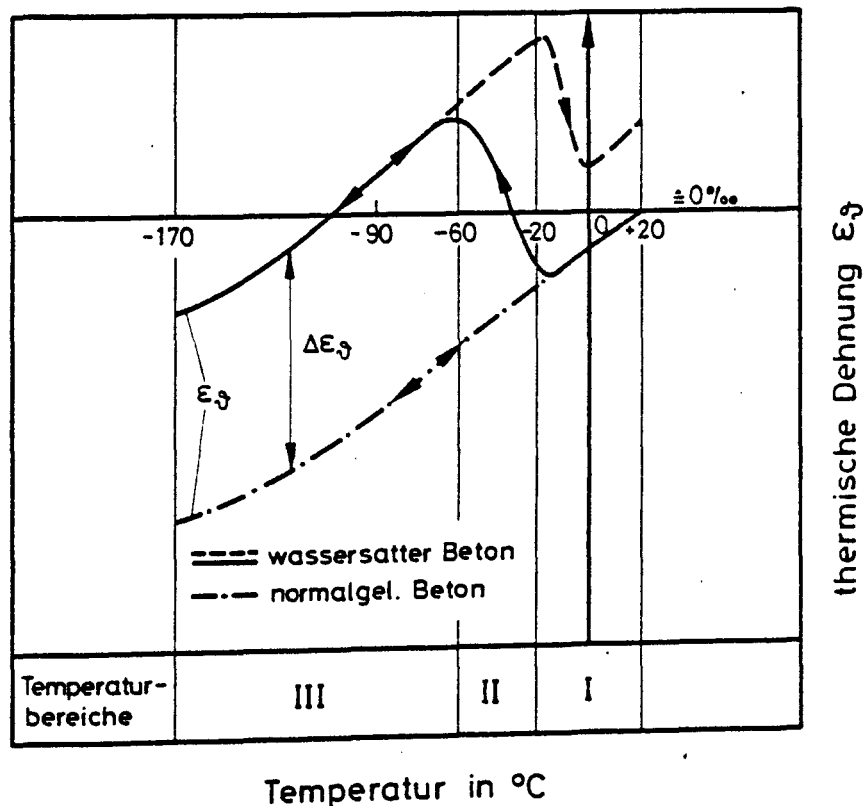


Bild 4.29: Einfluß der Betonfeuchte auf die thermische Dehnung von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur nach Wiedemann [91]

Der Feuchtigkeitsgehalt des Betons wirkt sich bei tiefen Temperaturen aufgrund der Gefriervorgänge bzw. der Eisbildung in den Betonporen nachhaltig auf das thermische Dehnverhalten sowie auf die Festigkeits- und Verformungseigenschaften aus.

Wassersatter Beton weist gegenüber normalgelagertem Beton ein grundsätzlich anderes thermisches Dehnverhalten auf (Bild 4.29). Die Temperaturdehnkurve läßt sich in drei Bereiche unterteilen: Im Bereich I von

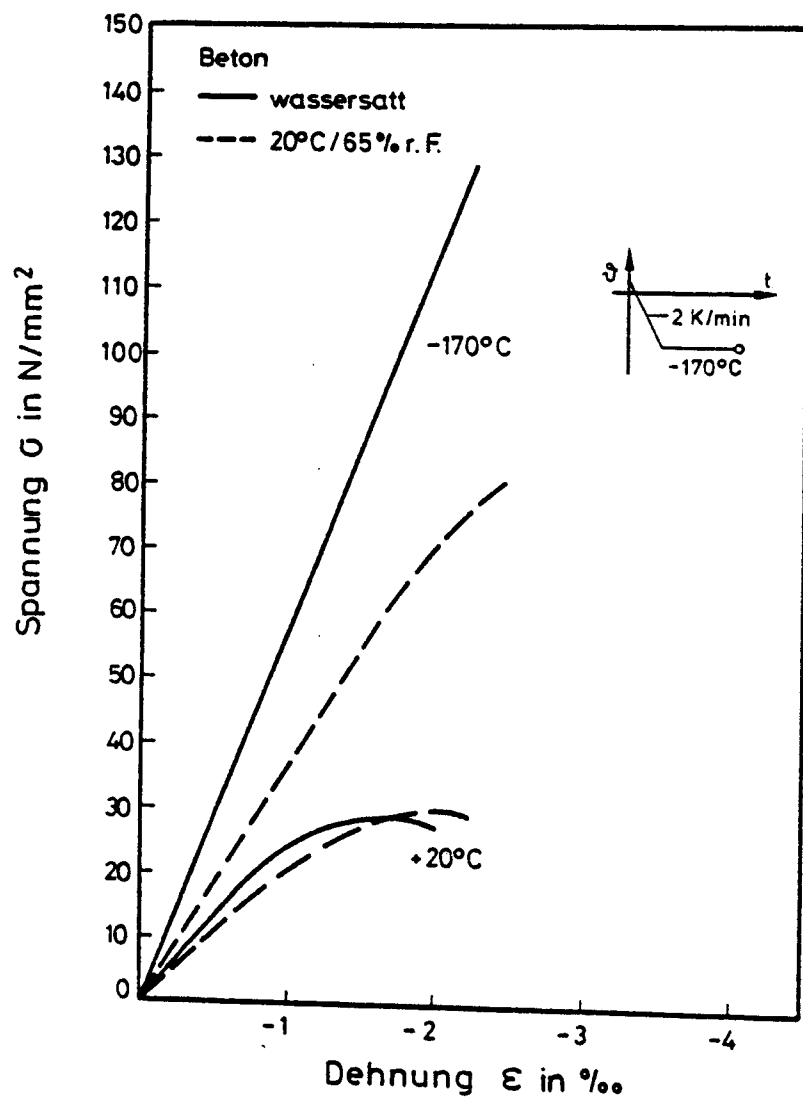


Bild 4.30: Druckspannungs-Dehnungs-Diagramm von Beton bei unterschiedlichem Feuchtegehalt in Abhängigkeit von der Temperatur nach Wiedemann [91]

+ 20 °C bis - 20 °C findet eine Kontraktion statt, im Temperaturbereich II von - 20 °C bis - 60 °C dehnt sich der Beton infolge der Volumenvergrößerung des gefrierenden Porenwassers aus. Nachdem das Porenwasser vollständig zu Eis umgewandelt ist (Bereich III - 60 °C bis - 170 °C) ergibt sich eine nahezu lineare Kontraktion. Die Auswirkungen der Gefriervorgänge in wassersatttem Beton auf die Festigkeits- und Verformungseigenschaften läßt sich aus Bild 4.30 ablesen. Die Betondruckfestigkeit und der E-Modul steigen mit abnehmender Prüftemperatur an, wobei dieser Anstieg bei höherem Feuchtegehalt ausgeprägter ist. Wassersatter Beton verhält sich bei - 170 °C linear-elastisch und spröde.

Da sich das unterschiedliche Verhalten des wassersatten Betons gegenüber normalgelagertem Beton auf den Verbund auswirkt, soll bei den Tieftemperatur-Verbundversuchen am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig die Lagerungsart (Folien-, Norm- und Wasserlagerung) variiert werden.

4.5.4 Bewertung und offene Fragen

Der Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten ist durch die umfangreichen Versuche, die im Rahmen des Sonderforschungsbereichs durchgeführt wurden, weitestgehend geklärt. Untersuchungen über das Verhalten im Tieftemperaturbereich laufen zur Zeit, nach Abschluß dieser Arbeiten dürfte auch der Einfluß tiefer Temperaturen im wesentlichen abgeklärt sein.

Der Einfluß der Betonfeuchte auf das Verbundverhalten im Gebrauchstemperaturbereich ist nicht bekannt. Im Vergleich zum Einfluß des Feuchtezustandes bei hohen und vor allem tiefen Temperaturen dürfte der Einfluß bei Raumtemperatur jedoch vernachlässigbar gering sein. Der Einfluß unterschiedlicher Feuchtigkeitsgehalte des Betons, d. h. der Lagerungsart bei hohen Temperaturen, wurde ansatzweise von Rostásy und Sager untersucht. Eine Erklärung für die in Bild 4.28 dargestellte Verbundverfestigung von wassergesättigtem Kalksteinbeton bei hohen Temperaturen im Vergleich zu Normaltemperaturen ist nicht gegeben. Um genaue Angaben über den Einfluß der Betonfeuchte bei hohen Temperaturen machen zu können, fehlen weitere ergänzende Versuche, insbesondere für den Bereich + 20 °C bis rd. + 150 °C bei freier und behinderter Austrocknung bzw. auch bei hydrothermalen Be-

dingung. Diese Untersuchungen sind deswegen wichtig, weil viele Bauwerke z. B. der Energietechnik in diesem Temperatur- und Feuchtebereich betrieben werden.

Der Feuchtigkeitsgehalt des Betons ist bei tiefen Temperaturen maßgebend für Veränderungen der Betoneigenschaften. Demzufolge übt der Feuchtegehalt auch auf das Verbundverhalten einen entscheidenden Einfluß aus. Die zur Zeit laufenden Verbunduntersuchungen im Tieftemperaturbereich sehen daher experimentelle sowie analytische Studien vor.

4.6.1 Verbundverhalten druckbeanspruchter Stahlstäbe

Die Mehrzahl der Verbunduntersuchungen befaßt sich mit dem Verhalten zugbeanspruchter Bewehrungsstäbe. In der Praxis werden die an Zugstäben gewonnenen Ergebnisse zum Teil auch auf druckbeanspruchte Stäbe übertragen (z. B. bei der Berechnung von Verankerungslängen nach DIN 1045). Nach Untersuchungen von Eisenbiegler [17], Müller und Eisenbiegler [45] unterscheidet sich das Verbundverhalten sowie der Versagensmechanismus des Druckstabes jedoch deutlich vom Zugstab. Die Verbundübertragung beim Druckstab beruht wie beim Zugstab auf Haft-, Reibungs- und Scherwiderstand. Der Haftverbund wird durch die Beanspruchungsart des Stahles nicht beeinflusst. Infolge der unterschiedlichen Querdehnungszahl von Stahl und Beton wird bei druckbeanspruchtem Stahlstab eine Druckbeanspruchung quer zur Verbundfuge erzeugt. Diese Querpressung führt zu einer Erhöhung des Reibungsverbundes. Versuchsergebnisse von Eisenbiegler und Müller ergaben, daß die Höchstwerte der Verbundspannungen beim Druckstab im allgemeinen über denen des Zugstabes lagen.

Das Verbundversagen beim Druckstab erfolgt bei ausreichender Querbewehrung durch Abscheren der Betonkonsolen. Die Gefahr des Sprengbruchs ist größer als bei zugbeanspruchtem Stahlstab.

4.6.2 Einfluß einer Querbeanspruchung auf den Stahlstab

In Stahlbetontragwerken können im Übertragungsbereich von Verbundspannungen sowohl Druck- als auch Zugspannungen auftreten, die normal zur Richtung der Bewehrungsstäbe wirken.

Unmittelbar neben Reißufern ist gemäß Abschnitt 2.2.3 und Bild 2.9 mit dem Auftreten von Zugspannungen zu rechnen, die zu einer Ablösung des Betons vom Stahl führen.

Querdruckbeanspruchungen auf den Bewehrungsstab entstehen bereits vor dem Auftreten von Rissen infolge Betonschwindens. Querpressungen sind z. B. auch über Balkenauflagern vorhanden und haben einen günstigen Einfluß auf die erforderliche Verankerungslänge der Biegezugbewehrung. In Ausziehkörpern entsteht infolge der Gewölbewirkung und der Querdehnungsbehinderung aus der Reibung zwischen Prüfkörper und Auflagerplatte eine Querdruckbeanspruchung auf den Stahlstab (siehe auch Abschnitt 3.3).

Untersuchungen von Untrauer und Henry [85], Dörr [13] sowie Robins und Standish [63] zeigen, daß Querdruckbeanspruchungen den Scher- und insbesondere den Reibungsverbund erhöhen und vor allem bei Betonrippenstählen das Auftreten von Spaltrissen verzögern.

Untrauer und Henry verwendeten kubische Ausziehkörper, die auf zwei gegenüberliegenden Seitenflächen mit einem Querdruck p belastet wurden, der 5 bis 50 % der Zylinderdruckfestigkeit des Betons, d. h. bis zu $p = 16,7 \text{ N/mm}^2$ betrug. Nach ihren Ergebnissen nehmen die Verbundspannungen proportional zu $\sqrt{f_{bc}} \cdot \sqrt{p}$ zu. Der günstige Einfluß der Querpressungen ist bei größeren Verschiebungswegen ausgeprägter als im Bereich kleiner Schlupfwerte.

Dörr wählte für seine Versuche einen zylindrischen Dehnkörper, auf den ein konstanter radialer Querdruck aufgebracht wurde, der zwischen 5 und 15 N/mm^2 variierte. Im Gegensatz zu den Versuchsergebnissen von [85] stellte Dörr auch bei geringen Verschiebungen eine Erhöhung der Verbundspannungen mit zunehmendem Querdruck fest. In Bild 4.31 sind die von beiden Forschern ermittelten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen für einen Querdruck von $p = 10 \text{ N/mm}^2$ aufgetragen.

Die stark voneinander abweichenden Kurvenverläufe, insbesondere die gemessenen Endverschiebungen, dürften zum größten Teil auf die unterschiedlichen Prüfkörpertypen und Belastungseinrichtungen zurückzuführen sein.

Robins und Standish berichten über Versuche an Auszieh- und Balkenendkörpern, bei denen der Einfluß einer Querdruckbeanspruchung auf das Verbundverhalten glatter und gerippter Betonstähle untersucht wurde. Die Quer-

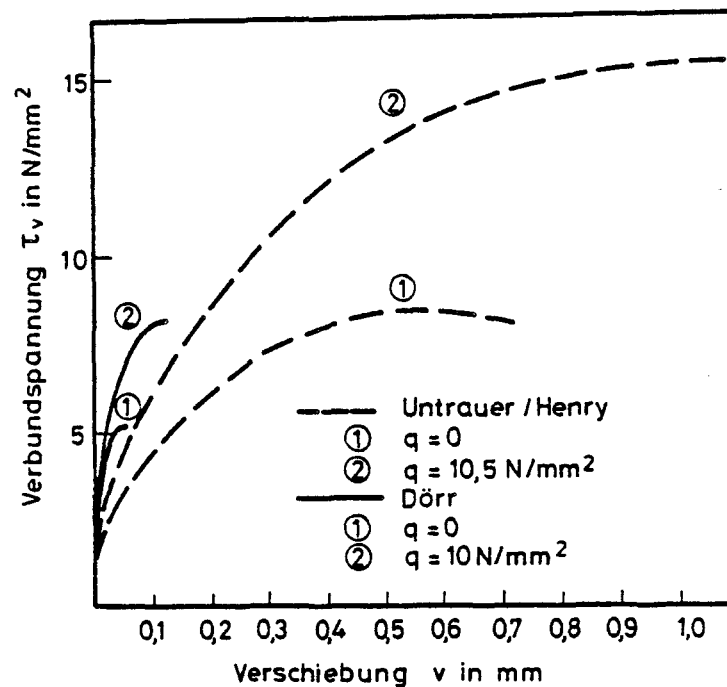


Bild 4.31: Vergleich der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen unter Querdruckbeanspruchung von Dörr [13] sowie Untrauer und Henry [85]

pressung wurde vergleichbar wie bei den Versuchen von [85] über zwei gegenüberliegende Probekörperflächen aufgebracht.

Für glatte Bewehrungsstäbe wurden Verbundfestigkeitssteigerungen von 200 % festgestellt, Versagen erfolgte stets durch Gleitbruch. Betonrippenstäbe versagten bei niedrigen Querdruckspannungen durch Spalten, bei hohen Querpressungen versagte der Verbund infolge Abscheren der Betonkonsolen (Gleitbruch).

4.6.3 Bewertung und offene Fragen

Das Verbundverhalten druckbeanspruchter Stäbe wurde bislang kaum erforscht. Ein Verbundgesetz $\tau_v = f(v)$ wie für Zugstäbe ist nicht bekannt. Der Großteil der bekannten Untersuchungen wurde von Eisenbiegler an bauteilähnlichen Prüfkörpern [17] sowie an einem dem Ausziehkörper vergleichbaren Eindruckkörper [45] durchgeführt. Diese Arbeiten sollen fortgesetzt werden, dabei ist beabsichtigt, insbesondere den Einfluß von Querdruck- und Querkzugbeanspruchungen zu untersuchen. Ziel ist es, ein allgemeingültiges Verbundgesetz für den Druckstab zu entwickeln.

Quergerichtete, außen auf den Versuchskörper aufgebrachte Druckbeanspruchungen beeinflussen das Verbundverhalten günstig. Die bekannten Untersuchungen erlauben jedoch nur eine qualitative Aussage. Die unterschiedlichen Probekörperformen und Versuchsdurchführungen gestatten keine allgemeingültigen Angaben über den günstigen Einfluß von Querdrukbeanspruchungen.

Unmittelbar an Rissen treten Zugbeanspruchungen quer zur Staboberfläche auf, die zur Ablösung des Betons führt (s. auch Abschnitt 2.2.3). Diese Ablöseerscheinungen können auf einem begrenzten Bereich beiderseits des Risses eine völlige Verbundzerstörung bewirken bzw. eine starke Abminderung der aufnehmbaren Verbundspannungen hervorrufen. Untersuchungen über den ungünstigen Einfluß von Querkzugbeanspruchungen fehlen u. W. gänzlich.

Das von Prof. Eibl im Rahmen des DFG-Schwerpunktes "Stoffgesetze" betreute Forschungsprojekt sieht die Untersuchung des Einflusses von Querkzug- und Querdrukbeanspruchungen vor.

4.7 Einfluß der Beanspruchungsgeschichte

4.7.1 Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit

Der Einfluß einer hohen Belastungs- bzw. Dehngeschwindigkeit auf die Materialeigenschaften von Stahl und Beton ist bekannt. Generell gilt, daß mit steigender Beanspruchungsgeschwindigkeit eine Festigkeitssteigerung zu beobachten ist (Bild 4.32).

Mit dem Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf das Verbundverhalten befassen sich [27], [29] und [87].

Die ersten Versuche wurden von Hansen und Liepins [27] an Ausziehkörpern durchgeführt, bei denen die Zeit bis zum Erreichen der Höchstlast zwischen 10 und 25 ms lag. Nach ihren Ergebnissen nimmt die Verbundfestigkeit bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten zu. Diese Aussage gilt jedoch nur, wenn ein Versagen durch Spalten nicht auftritt.

Hjorth [29] führte Ausziehversuche an zylindrischen Prüfkörpern durch, bei denen als Hauptparameter die Belastungszeit bis zum Bruch zwischen 5 ms und 500 s variiert wurde. Er untersuchte ferner verschiedene Belastungsfunktionen, um die kritische Verbundspannung bestimmen zu können, die bei längerer Belastungsdauer nicht zum Verbundversagen führt.

Vos und Reinhardt [87] führten Ausziehversuche durch, für die eine Versuchseinrichtung zur Verfügung stand, mit der die Zeit bis zum Versagen auf $t < 1 \text{ ms}$ verkürzt werden konnte.

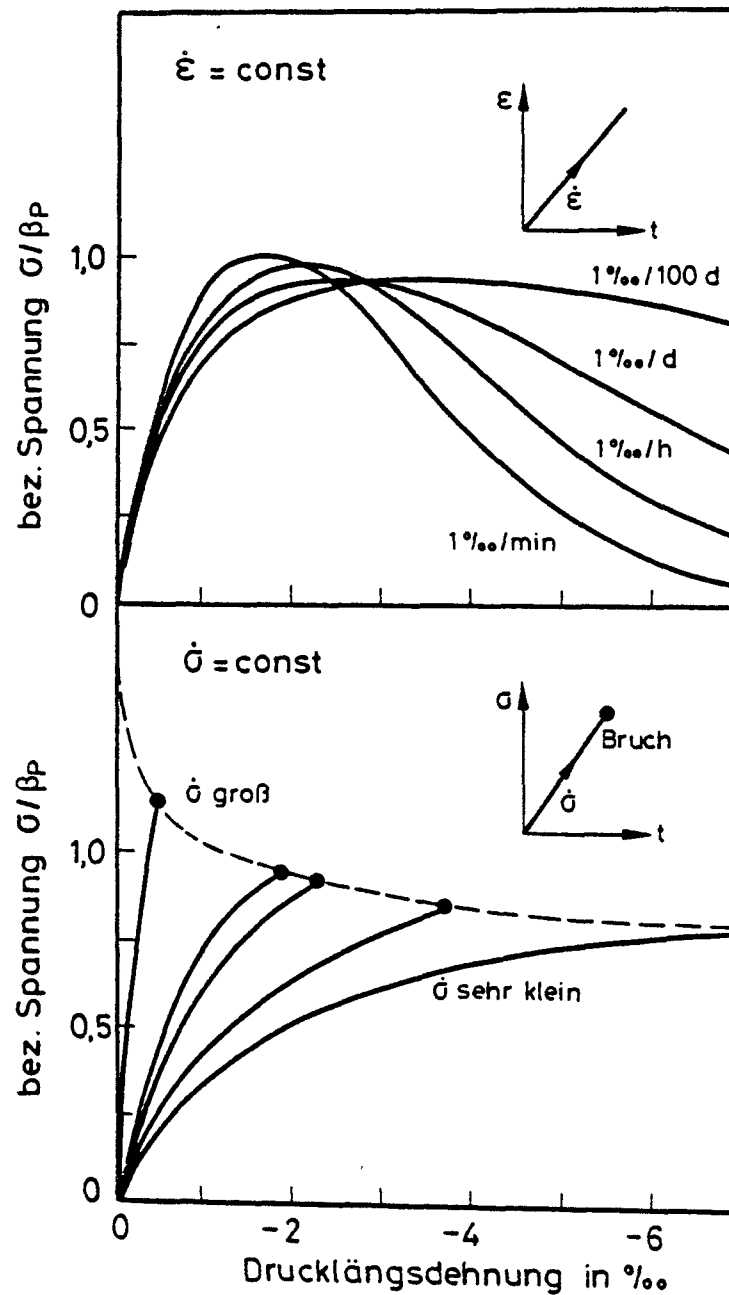


Bild 4.32: Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf die Spannungs-Dehnungslinie von Beton auf mittigem Druck

Hjorth sowie Vos und Reinhardt stellten übereinstimmend fest, daß bei Betonrippenstahl mit zunehmender Beanspruchungsgeschwindigkeit die Verbundfestigkeit und die Verbundsteifigkeit ansteigt (Bilder 4.33 und 4.34). Bei glatten Stählen wird weder die Form der Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung noch die Verbundfestigkeit beeinflußt.

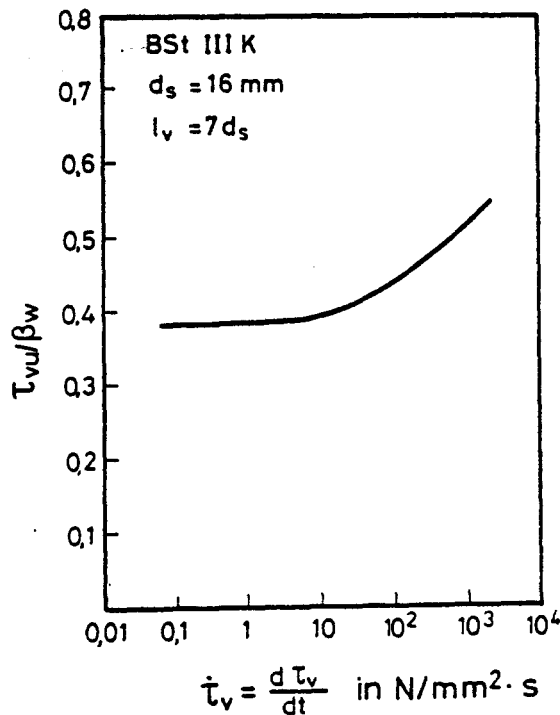


Bild 4.33: Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die bezogene Verbundfestigkeit nach Hjorth [29]

Die Ausnutzbarkeit dieser Festigkeitserhöhung wird nach den Versuchsergebnissen von Hjorth durch die Einwirkungsdauer der Belastung begrenzt. Eine Kurzzeit-Verbundfestigkeitssteigerung von max. 30 % bei einer Belastungsgeschwindigkeit von $\dot{\tau}_v = 10^3$ N/mm² · s wird bei einer Standzeit der Höchstlast von nur 10 ms bereits auf 10 % reduziert; bei einer Einwirkungsdauer von $t \geq 1$ s kann mit keiner Verbundfestigkeitszunahme mehr gerechnet werden (Bild 4.35).

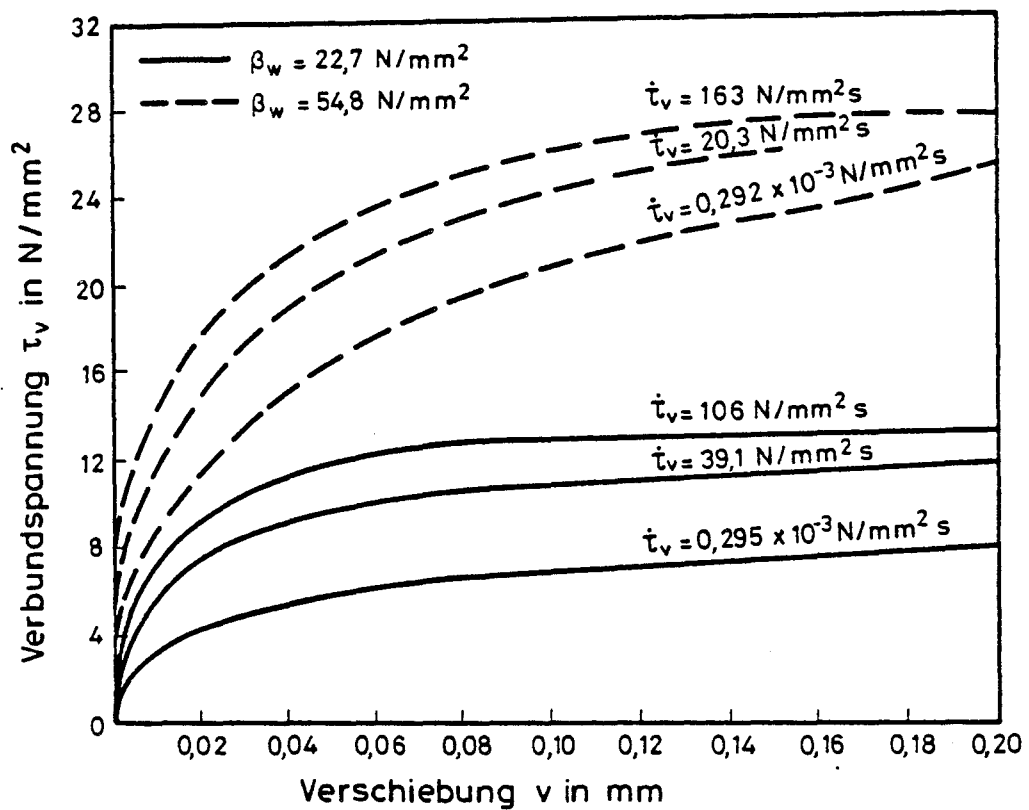


Bild 4.34: Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf das Verbundverhalten von Betonrippenstählen nach Vos und Reinhardt [87]

Grundsatzversuche mit geringen Belastungsgeschwindigkeiten $\dot{\tau}_v = 0,002$ bis $0,2 \text{ N/mm}^2\text{s}$ von Martin und Noakowski ergaben, daß der Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit in diesem Bereich vernachlässigbar gering ist.

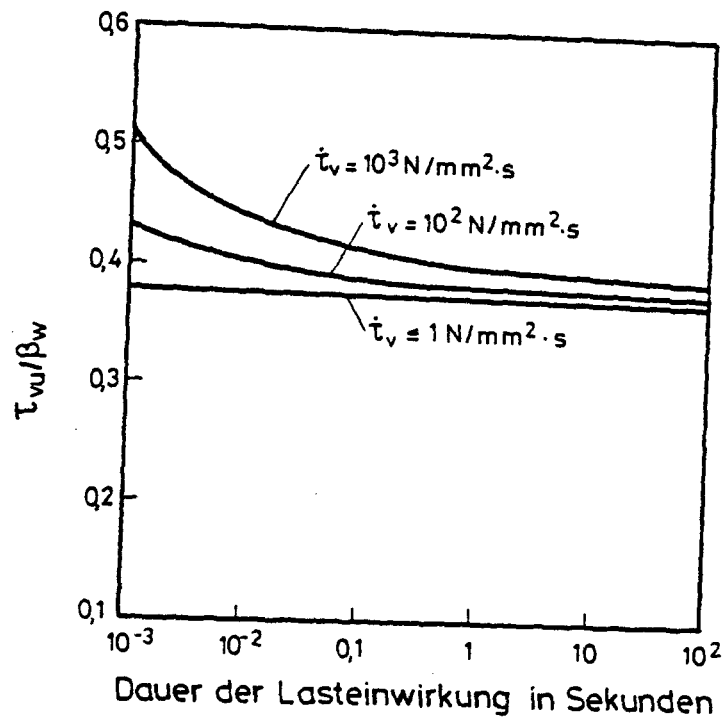


Bild 4.35: Einfluß der Einwirkungsdauer der Belastung auf die Verbundfestigkeit bei hoher Belastungsgeschwindigkeit nach Hjorth [29]

4.7.2 Einfluß der Belastungsdauer (Verbundkriechen)

Der Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten zeigt sich bei Betrachtung der Zusammenhänge im Rißbereich eines Stahlbetontragwerks.

Geht man davon aus, daß im Gebrauchszustand eine dauernd wirkende Stahlspannung herrscht, so stellt sich im Laufe der Zeit eine Rißbreitenvergrößerung ein (Bild 4.36), die durch die Phänomene Schwinden, Betonkriechen und Verbundkriechen verursacht wird. Als Folge des Verbundkriechens findet eine zeitabhängige Änderung der Stahl- und Verbundspannungen entlang der Einleitungslänge statt (Bild 4.37).

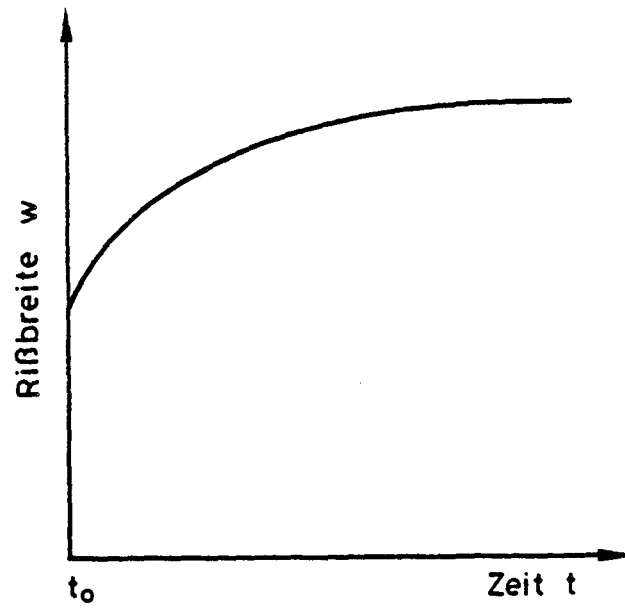


Bild 4.36: Rißbreitenvergrößerung unter Dauerlast

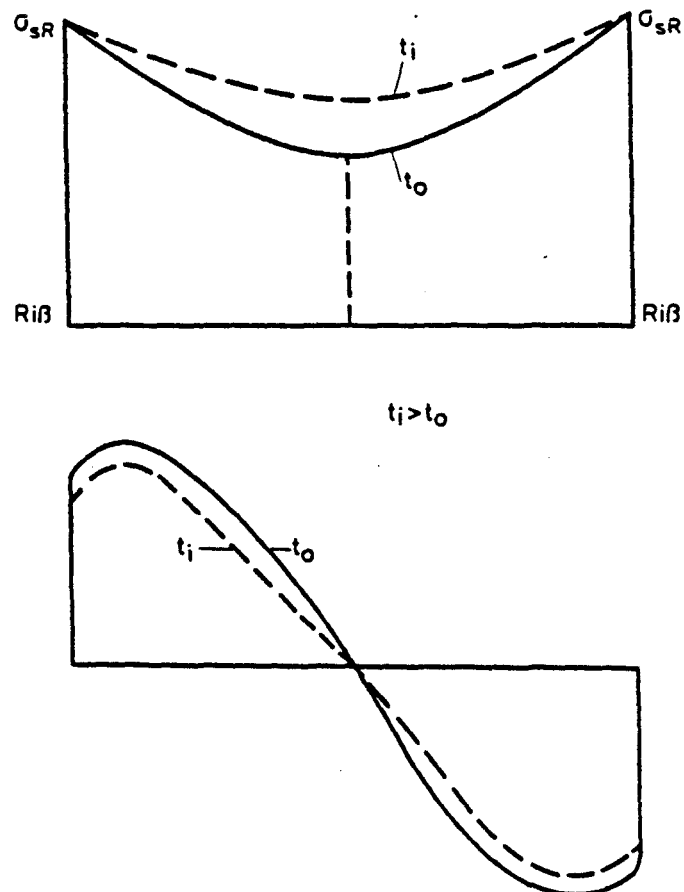


Bild 4.37: Auswirkung des Verbundkriechens auf die Stahl- und Verbundspannungsverteilung (schematisch)

Führt man einen Verbundkriechversuch z. B. an einem Ausziehkörper mit kurzer Verbundlänge durch, so stellt sich bei Erreichen der Dauerlast τ_{vd} die spontane Verschiebung v_o ein. Daran anschließend beobachtet man eine zeitabhängige Verschiebungszunahme $v_k(t)$. Damit ergibt sich die Gesamtverschiebung zu

$$v(t) = v_o + v_k(t) \quad (4.8)$$

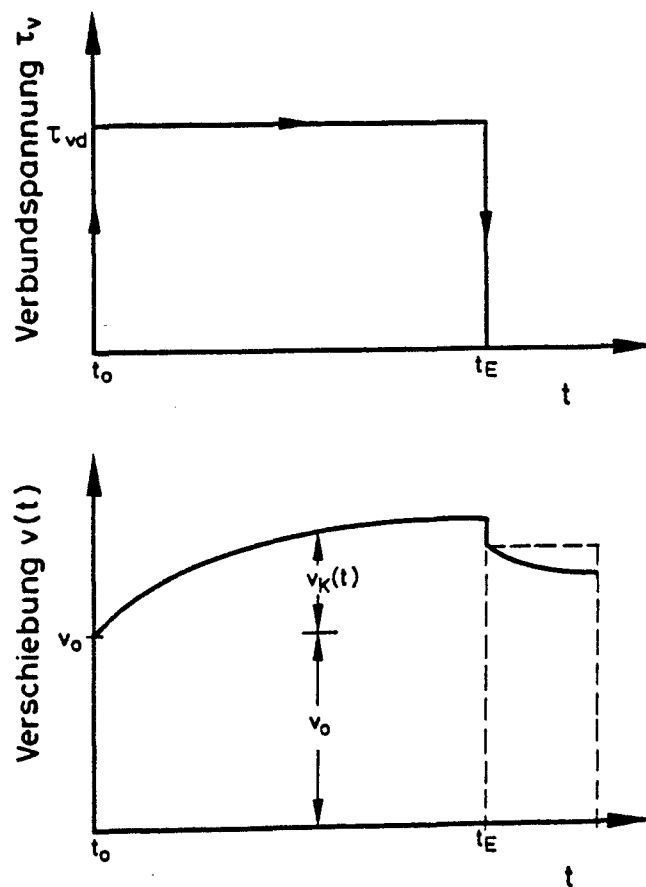


Bild 4.38: Grundsätzliches Verbundkriechverhalten

Entlastet man zum Zeitpunkt t_E , ist im Vergleich zu v_0 eine minimale spontane Rückfederung sowie eine vernachlässigbar geringe verzögert-elastische Rückverformung meßbar. Bild 4.38 zeigt schematisch das im Versuch beobachtete Verhalten.

Die erste grundlegende Arbeit, die sich mit den Gesetzmäßigkeiten des Verbundkriechens befaßt, stammt von Franke [21]. Seine experimentellen Untersuchungen an Ausziehkörpern mit kurzer Verbundlänge ergaben - bei einer Darstellung der Meßergebnisse im doppellogarithmischen Maßstab - lineare Schlupf-Zeit-Beziehungen. Franke stellte weiter fest, daß die bei unterschiedlichen Beanspruchungshöhen ermittelten Beziehungen näherungsweise parallel verlaufen, solange die Belastung unterhalb von etwa 60 % der Kurzzeitverbundbruchlast liegt (Bild 4.39).

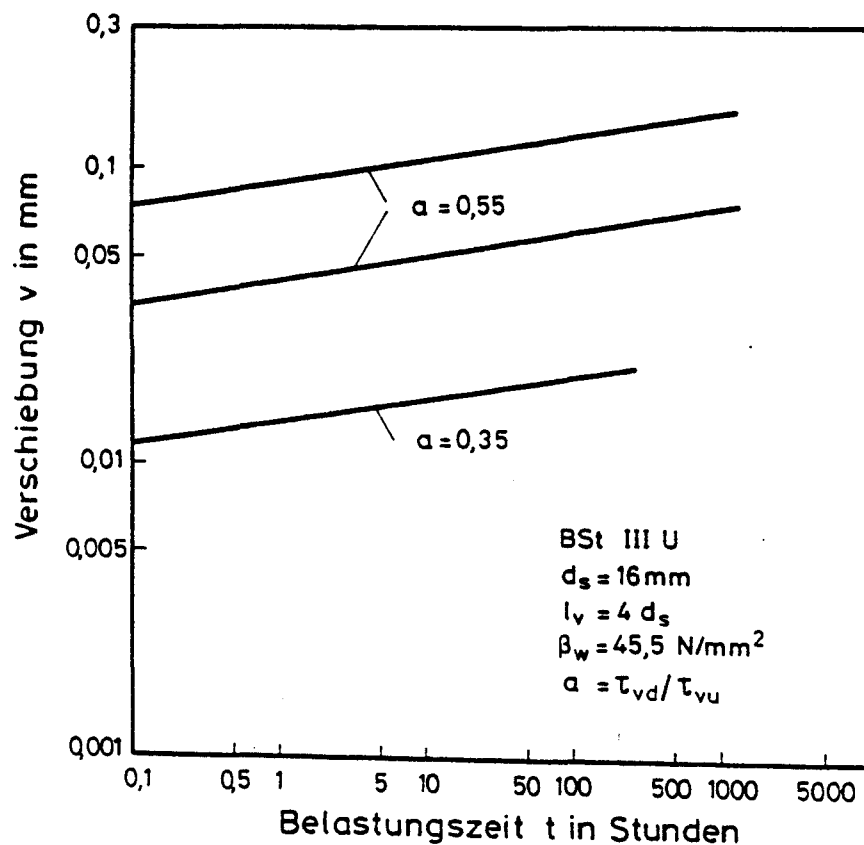


Bild 4.39: Zeitabhängige Verschiebung unter Dauerlast nach Franke [21]

Die zeitabhängige Verformung unter Langzeitbeanspruchung kann somit unabhängig von der Anfangsverschiebung v_0 durch einen einheitlichen Kriechansatz beschrieben werden.

$$v(t) = v_0 + v_k(t) = v_0 [1 + \varphi_v(t)] \text{ mit } \varphi_v(t) = \frac{v_k(t)}{v_0} . \quad (4.9)$$

Für die Kriechfunktion $\varphi_v(t)$ gelangt Franke unter Ausnutzung der im Versuch festgestellten Linearität der v - t -Verläufe zu dem Ansatz:

$$\varphi_v(t) = [(1 + 10t)^a - 1] . \quad (4.10)$$

In dieser Beziehung steht a für die Steigung der Kriechkurve im doppelloarithmischen Maßstab und t für die Belastungsdauer in Stunden. Den Zeitpunkt t_0 , ab dem die Linearität gilt und zu dem die Anfangsverschiebung v_0 gehört, setzt Franke zu 0,1 h.

Anhand der an Ausziehkörpern mit kurzer Verbundlänge gewonnenen Versuchsergebnisse ergab sich für Normalbeton ($\beta_w = 45 \text{ N/mm}^2$)

$$\varphi_v(t) = [(1 + 10t)^{0,082} - 1] . \quad (4.11)$$

Mit Hilfe des aufgrund von Versuchsergebnissen formulierten Verbundkriechgesetzes berechnete Franke die Auswirkungen des Verbundkriechens auf die Stahl- und Verbundspannungsverteilung sowie auf die zeitliche Schlupfentwicklung am Beispiel eines Stahlbetonkörpers mit beliebiger Einbettungslänge. Zur Überprüfung seiner Ergebnisse führte Franke Untersuchungen an Ausziehkörpern mit großer Verbundlänge durch und konnte eine gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuch feststellen.

Im Rahmen von Untersuchungen über Einflüsse auf das Verbundverhalten von Stahl in Leichtbeton, führten Martin und Janovic [41] einige Tastversuche an Ausziehkörpern aus Normalbeton durch, die einer einstündigen Dauerlast unterworfen wurden.

Die Probekörper wurden bis zu einer Last F_0 belastet, die einem vorgegebenen Anfangsschlupf v_0 entsprach. Diese Last F_0 wurde eine Stunde lang konstant gehalten. Bei einem Teil der Probekörper wurde nach Erreichen der Last F_0 eine Zwischenentlastung eingeschaltet.

Martin und Janovic stellten fest, daß die Gesamtverschiebung nach Beendigung der Dauerbelastung bei Normalbeton mit Portlandzement etwa das Zweibis Dreifache des Anfangsschlupfes v_0 betrug. Bei Verwendung von Hochofenzement lag das Verhältnis Gesamtschlupf zu Anfangsschlupf bei ungefähr 1,5.

Das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig beschäftigt sich bereits seit einigen Jahren mit Verbundkriechuntersuchungen. Die ersten Versuche wurden von Svensvik [79] an Ausziehkörpern aus Normalbeton durchgeführt, bei denen vor allem die Belastungshöhe bzw. die Belastungsgeschichte variiert wurde. Die Probekörper wurden im Alter von 28 Tagen mit einer Dauerlast beansprucht, deren Höhe als Teil der Kurzzeitverbundbruchlast gewählt wurde. Die Standzeit betrug etwa 4 Monate.

Die Versuchsergebnisse bestätigen die von Franke ermittelte Linearität der Schlupf-Zeit-Beziehung ab einer Belastungszeit von $t = 1$ h. Auch die von Franke gefundene Parallelität der v - t -Verläufe bei unterschiedlich hohen Dauerlasten, d. h. Unabhängigkeit des Verbundkriechgesetzes von der Belastungshöhe, wird von Svensviks Ergebnissen bestätigt.

Zur Ableitung einer Kriechfunktion nutzt Svensvik die Tatsache, daß eine Gerade im doppellogarithmischen Maßstab einer Parabel im doppellinearen Maßstab entspricht. Er erhält damit die Kriechfunktion

$$\varphi_v(t) = n \cdot t^m. \quad (4.12)$$

Nachrechnungen von Versuchsergebnissen zeigten, daß das beobachtete Verhalten durch diesen Ansatz gut beschreibbar ist, wenn zur Berechnung der Faktoren m und n die Versuchswerte erst ab etwa 100 h berücksichtigt werden.

Ein Verbundkriechgesetz muß das Verhalten nicht nur unter einmaliger Belastung, sondern auch unter Laständerungen beschreiben. Franke verwendet für Laständerungen das Superpositionsprinzip von McHenry, das eine Summe von Sprungfunktionen darstellt (Bild 4.40). Svensvik wählt das Superpositionsgesetz von Stafford, das einer Reihe von Impulsfunktionen entspricht (Bild 4.41). Im Laufe der Forschungsarbeit werden die von [21] und [79] gewählten Kriechansätze anhand von Versuchsergebnissen zu überprüfen sein.

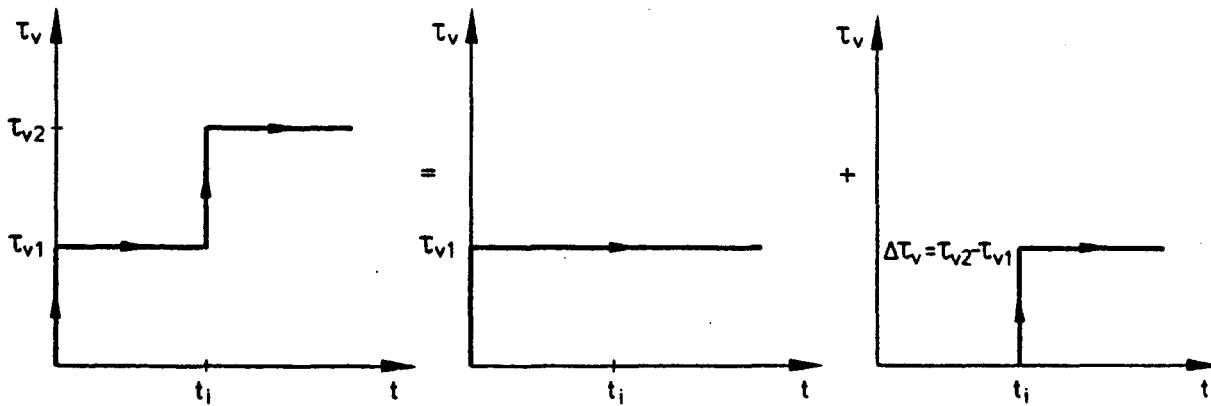


Bild 4.40: Berücksichtigung von Laständerungen nach dem Superpositions-
gesetz von Mc Henry [21]

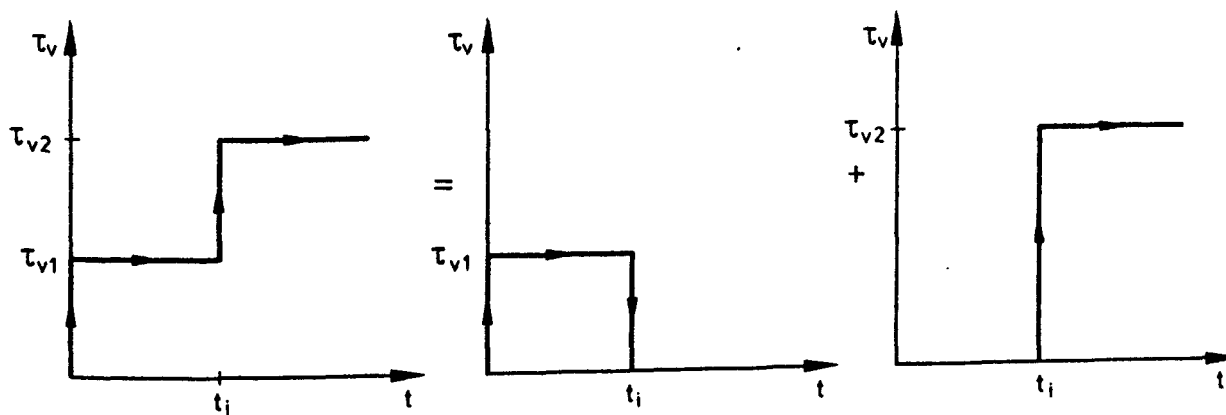


Bild 4.41: Berücksichtigung von Laständerungen nach dem Superpositions-
gesetz von Stafford [79]

Im Jahre 1981 wurden weitere Verbundkriechversuche am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt, deren Ergebnisse auf der Konferenz "Bond in Concrete" im Juni 1982 in Paisley, Schottland [65] vorgestellt wurden. Eine Veröffentlichung über die bisherigen Verbundkriechuntersuchungen ist in Vorbereitung.

Auf der Konferenz in Paisley befaßte sich auch der Beitrag von Plaines, Tassios und Vintzelou [52] mit dem Problem des Verbundkriechens bzw. der Verbundspannungsrelaxation unter monotoner und zyklischer Belastung. Nach Auffassung der Autoren stabilisiert sich die Schlupfzunahme bzw. die Verbundspannungsabnahme etwa 25 Minuten nach Aufbringen der Dauerlast bzw. eines konstanten Schlupfwertes. Haupteinflußgrößen auf beide Phänomene waren ihren Ergebnissen zufolge das Betonalter und das Verhältnis τ_{vd}/τ_{vu} .

4.7.3 Einfluß nichtruhender Belastungen

Wie bereits unter Abschnitt 4.7.3 beschrieben, führen statische Dauerlasten bzw. nicht ruhende Beanspruchungen im Laufe der Lebensdauer von Stahlbetontragwerken zur Rißbreitenvergrößerung. Damit ist auch ein Einfluß auf die Dauerhaftigkeit der Konstruktion gegeben. Die Untersuchung des Zusammenhanges zwischen der Rißbreitenvergrößerung bzw. Steifigkeitsänderung einerseits und der Schlupfzunahme andererseits unter einer nicht ruhenden Belastung sowohl im Gebrauchslastbereich als auch im Katastrophenfall (z. B. Erdbeben) ist auch für die Erfassung des tatsächlichen Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen von wesentlicher Bedeutung. Dabei ist auch die Frage nach einer Beziehung zwischen dem Schlupfverhalten unter langzeitiger statischer und dynamischer Beanspruchung zu klären.

Es liegt bereits eine Reihe von Untersuchungen zum Einfluß einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten vor. Sie sind jedoch kaum miteinander vergleichbar, da die Versuchsziele, die Prüfkörperform sowie die Versuchsdurchführung differieren.

Die vorliegenden Forschungsergebnisse zum Einfluß einer schwellenden bzw. wechselnden Beanspruchung auf das Verbundverhalten sollen hier unter dem Gesichtspunkt der Beanspruchungshöhe und der Anzahl der Lastspiele (low cycle fatigue, high cycle fatigue) systematisiert und diskutiert werden.

4.7.3.1 Verbundverhalten unter Schwellbeanspruchung

Versuche zum Einfluß einer schwellenden Beanspruchung auf das Verbundverhalten bei geringer Lastspielzahl $N \leq 100$ (low cycle fatigue) wurden u.a. von Bresler und Bertero [3], [4] sowie Edwards und Yannopoulos [14] durchgeführt.

Bresler und Bertero wählten den zentrisch beanspruchten Dehnkörper, der in halber Körperlänge eine ringförmige Nut zur Erzeugung einer gezielten Rißbildung aufwies. Jeder Prüfkörper wurde stufenweise bis zum Auftreten des 1. Risses belastet, entlastet und dann $N_{\min} = 14$ bis $N_{\max} = 65$ Lastwechseln unterworfen. Die Belastungsgeschichte (Höhe der Oberspannung, Lastspielzahl) wurde bei jedem der insgesamt 4 Prüfkörper verändert. Die Oberspannung lag jedoch in jedem Fall unterhalb der Proportionalitätsgrenze des Stahles.

Bresler und Bertero folgerten aus ihren Ergebnissen, daß die Höhe der im vorausgegangenen Lastspiel aufgebrauchten Oberspannung einen wesentlichen Einfluß auf die Verbundübertragung hat. Je höher die Oberspannung während der ersten Lastspiele ist, desto größer sind die bleibenden Betonverformungen bzw. die Zerstörungen der "Verbundschicht".

Die Untersuchungen von Edwards und Yannopoulos hatten das Ziel, das Verbundverhalten von Stahlbetonbauteilen unter wiederholten Belastungen im Gebrauchsbereich zu bestimmen. Die Versuche wurden an Ausziehkörpern durchgeführt, die neun Lastspielen unterworfen und dann statisch bis zum Bruch gefahren wurden. Eine Variable war die Oberspannung, die zu $\tau_v^0 = 2,0; 3,9$ und $5,6 \text{ N/mm}^2$ gewählt wurde.

Edwards und Yannopoulos stellten fest, daß sich die Form der τ_v -v-Schleife mit der Zyklenzahl deutlich ändert. Dabei kommt der Höhe der Oberspannung τ_v^0 eine größere Bedeutung zu als der Lastspielzahl: je höher die Oberspannung beim 1. Lastspiel, desto größer ist die Anfangsverschiebung und die Verschiebungszunahme bei nachfolgenden Lastspielen.

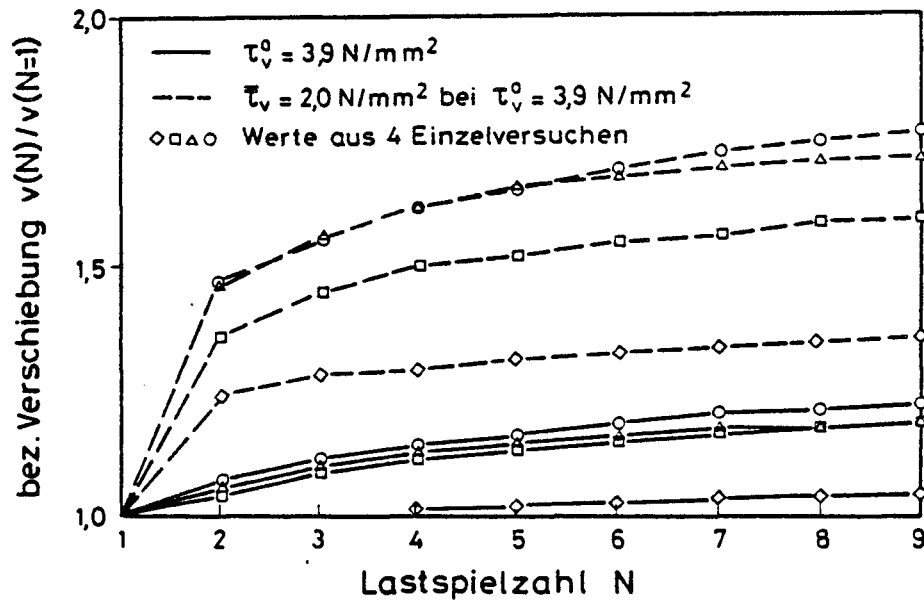


Bild 4.42: Verschiebungszunahme unter zyklischer Beanspruchung bei einer Oberspannung $\tau_v^0 = 3,9 \text{ N/mm}^2$ nach Edwards und Yannopoulos [14]

Insbesondere bei Verbundspannungen unterhalb der Höchstspannung ist mit steigender Anzahl von Lastspielen eine hohe Schlupfzunahme zu verzeichnen (Bild 4.42). Aus der Darstellung in Bild 4.42 geht außerdem hervor, daß vor allem im 1. Lastspiel im Vergleich zu den weiteren Lastwechseln große Schlupfwerte entstehen.

Charakteristisch für die Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung unter wiederholten Belastungen ist das Hystereseverhalten als Ausdruck der Verbundzerstörung und der Rückschlupf nach Entlastung. In Bild 4.43 ist der Rückschlupf in Abhängigkeit von der Lastspielzahl dargestellt.

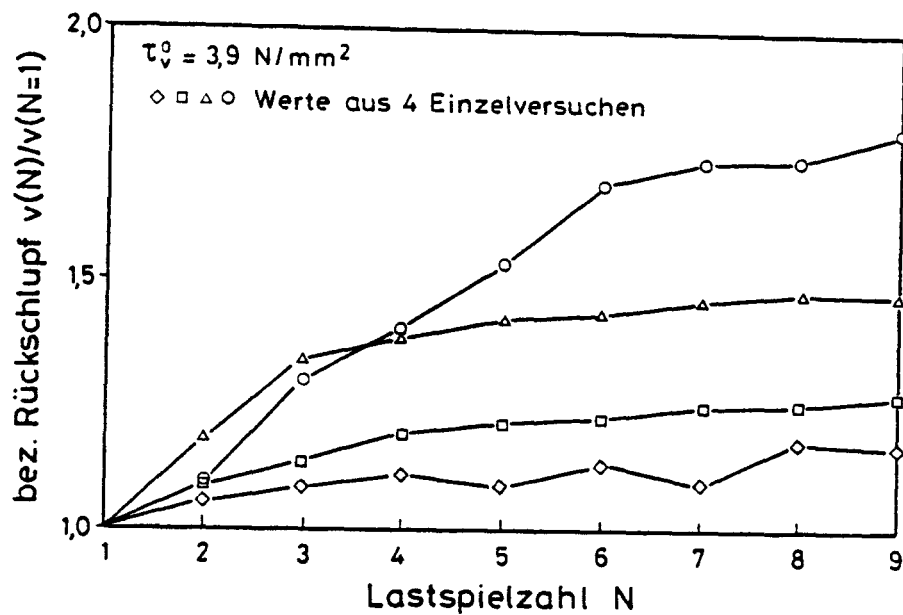


Bild 4.43: Rückschlupf nach Entlastung in Abhängigkeit von der Lastspielzahl nach Edwards und Yannopoulos [14]

Experimentelle Untersuchungen des Verbundverhaltens einbetonierter Betonstähle unter Schwellbeanspruchung bei hoher Lastspielzahl $N > 100$ (high cycle fatigue) wurden u. a. von Muhlenbruch [46], Perry und Jundi [51] sowie Rehm und Eligehausen [59], [60], [61] durchgeführt.

Die älteste Arbeit stammt von Muhlenbruch. Er fand, daß die Restverbundfestigkeit nach dem Aufbringen von $5 \cdot 10^6$ Lastspielen mit einer Oberlast entsprechend der 0,5-fachen Kurzzeitverbundbruchlast auf die Hälfte reduziert wurde.

Perry und Jundi [51] untersuchten exzentrisch belastete Ausziehkörper, die zunächst 500 bis 1000 Lastwechsel (Frequenz 5 Lastwechsel/Minute $\approx 0,083$ Hz) mit einer Oberlast von 56 % der im Kurzzeitversuch ermittelten Bruchlast unterworfen wurden. Wenn nach diesen Lastspielen die Stahlspannungsverteilung (Messung mit DMS in Innennut) entlang der Einbettungslänge keine signifikante Änderung aufwies, wurde die Oberlast auf 80 % der Kurzzeitverbundbruchlast erhöht. Trat während der weiteren Lastwechsel kein Bruch auf, wurden die Probekörper statisch bis zum Versagen belastet.

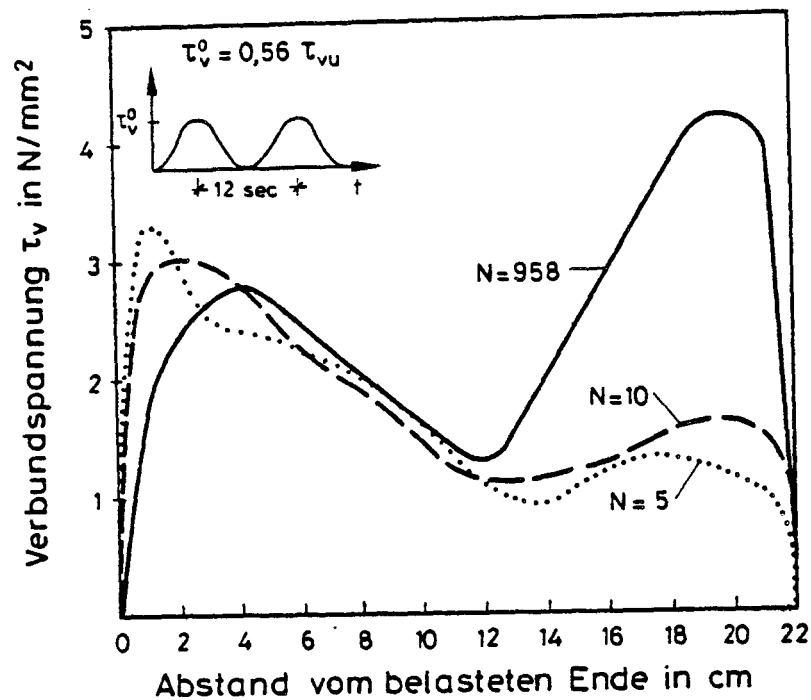


Bild 4.44: Verbundspannungsverteilung entlang der Einbettungslänge in Abhängigkeit von der Lastspielzahl nach Perry und Jundi [51]

Die Versuche von Perry und Jundi ergaben, daß sich die Verbundspannungsspitze mit zunehmender Lastspielzahl vom belasteten zum unbelasteten Prüfkörperende verlagert (Bild 4.44). Diese Spannungsumlagerung scheint sich nach einigen hundert Lastwechseln zu stabilisieren, wenn die Oberlast 80 % der Kurzzeitverbundbruchlast nicht übersteigt. Entgegen den Versuchsergebnissen von Muhlenbruch wurde die Verbundfestigkeit durch eine vorhergehende Schwellbelastung nicht wesentlich beeinträchtigt.

Rehm und Eligehausen [59], [60], [61] führten umfangreiche Versuche an Ausziehkörpern durch, bei denen die Belastungshöhe, die Schwingbreite, der Stabdurchmesser, die Betongüte sowie die Verbundlänge variiert wurden.

Ziel der Untersuchungen war die Klärung der Frage, ob eine Abminderung der zulässigen Verbundspannungen bei nicht vorwiegend ruhender Belastung gegenüber den für ruhende Dauerlasten angegebenen Werten gemäß der damals geltenden Norm (DIN 1045, Ausgabe 1972) erforderlich war. Dazu sollte ermittelt werden, bei welcher Lastspielzahl in Abhängigkeit von der Ober- und der Schwingbreite mit einem Verbundversagen zu rechnen sei. Weiterhin war der Einfluß einer vorausgehenden Zugschwellbelastung auf die Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung zu klären. Da Rehm und Eligehausen [59] einen Zusammenhang zwischen der Schlupfzunahme unter langzeitiger statischer und nichtruhender Beanspruchung vermuteten, führten sie parallel hierzu Dauerstandversuche (Kriechdauer $t = 7 - 14$ Tage) durch.

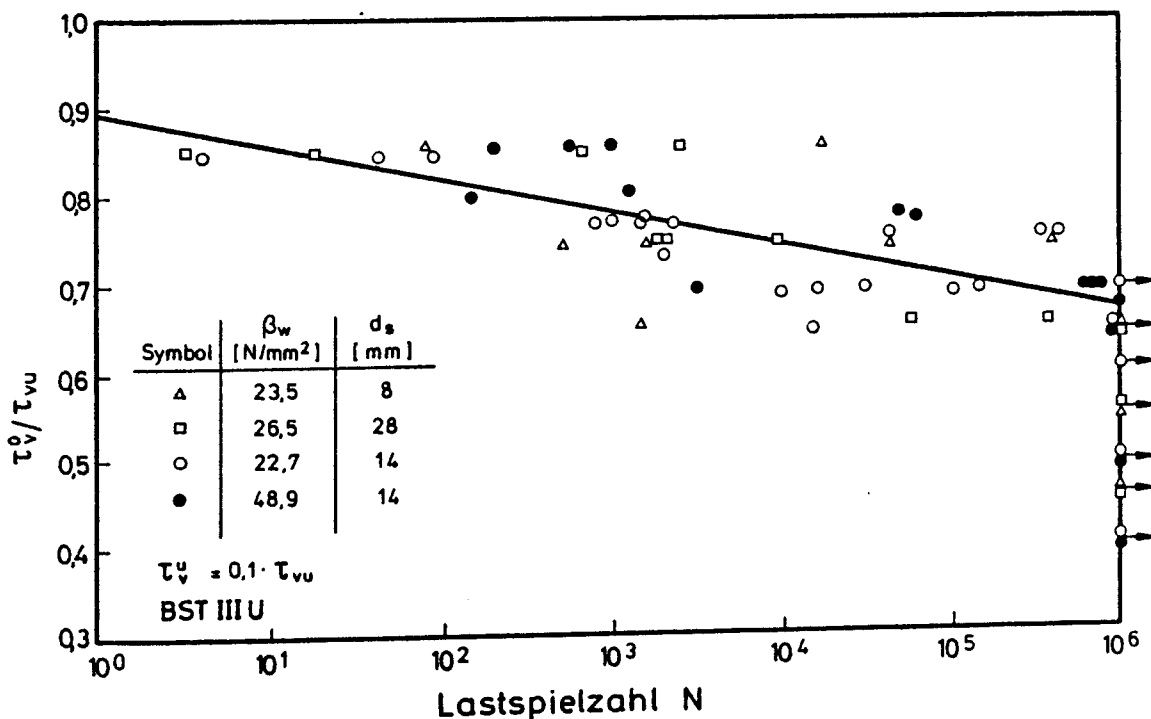


Bild 4.45: Einfluß der Oberspannung τ_v^0 (bezogen auf die Kurzzeitverbundfestigkeit τ_{vu}) bei konstanter Unterspannung τ_v^u auf die Lebensdauer nach Rehm und Eligehausen [59]

Die Ergebnisse der Zugschwellversuche zeigten, daß die Zeitfestigkeit des Verbundes ebenso wie die Dauerschwingfestigkeit durch die Mittelspannung und die Spannungsamplitude beschrieben werden kann. In Bild 4.45 ist die

Bruchlastspielzahl in Abhängigkeit von der Oberspannung bei konstanter Unterspannung aufgetragen. Wie aus der Darstellung ersichtlich, ist ein Einfluß der Betongüte und des Stabdurchmessers nicht erkennbar.

Nach den Versuchsergebnissen von Rehm und Eligehausen liegt die Dauerfestigkeit ($N = 10^6$) des Verbundes unter Zugschwellbeanspruchung für eine Unterspannung $\tau_v^u = 0,1 \tau_{vu}$ bei etwa 65 % der Kurzzeitverbundfestigkeit.

Während der Lastspiele war eine starke Verschiebungszunahme am unbelasteten Stabende zu beobachten. Die Auftragung der Stabendverschiebung über der Lastspielzahl im doppellogarithmischen Maßstab ergab bei Belastungen unterhalb der Dauerschwellfestigkeit des Verbundes näherungsweise parallel zueinander verlaufende Geraden. Demgegenüber nahm die Steigung der Geraden bei Versuchen, die während der Lastwechsel versagten, deutlich zu, d. h. der Verbundbruch kündigte sich durch eine große Verschiebungszunahme weit vor Erreichen der Bruchlastspielzahl an (Bild 4.46).

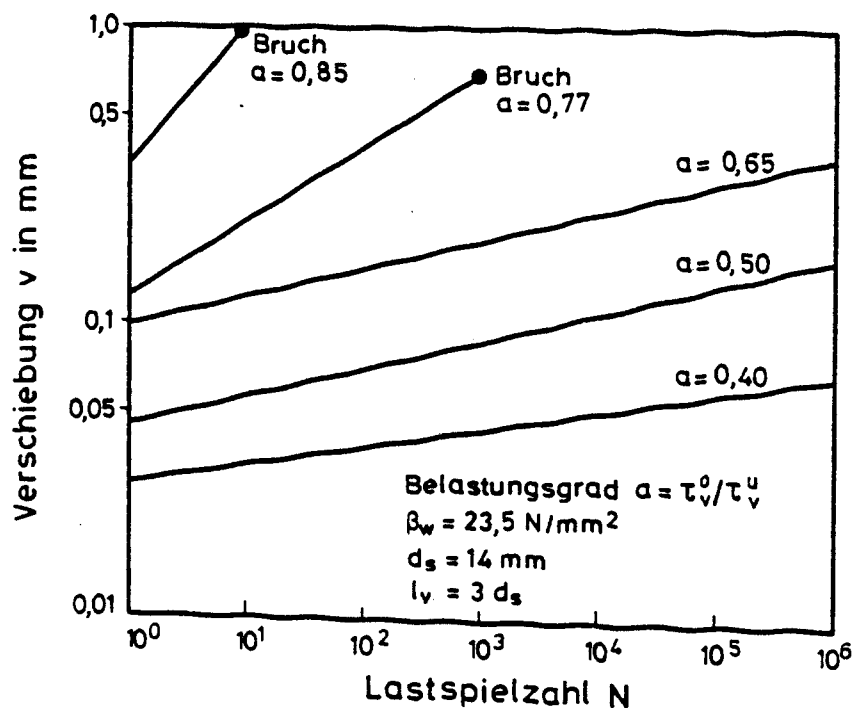


Bild 4.46: Verschiebungszunahme in Abhängigkeit von der Lastspielzahl und dem Belastungsgrad nach Rehm und Eligehausen [59]

Da Franke [21] und Svensvik [79] bei ihren Dauerstandversuchen bei gleicher Darstellungsweise eine vergleichbare zeitabhängige Zunahme der Stabendverschiebungen feststellten, kann angenommen werden, daß eine Schwellbelastung in bezug auf das Verschiebungsverhalten als Zeitraffer für eine langzeitige statische Beanspruchung anzusehen ist. Analog zu der von Franke formulierten Kriechfunktion gibt Eligehausen einen von der Lastspielzahl N abhängigen Verschiebungsbeiwert an: $K(N) = [(1+N)^a - 1]$. Für seine Versuchsbedingungen betrug $a = 0,107$ und damit berechnet sich $K(N)$ für $N = 10^6$ Lastspiele zu 3,4. Der von Franke an Ausziehkörpern mit hoher Betongüte ($\beta_w = 45 \text{ N/mm}^2$) und kurzer Einbettungslänge ermittelte Kriechbeiwert $\varphi_v(t) = [(1+10t)^a - 1]$ weist eine etwas kleinere Hochzahl $a = 0,082$ auf.

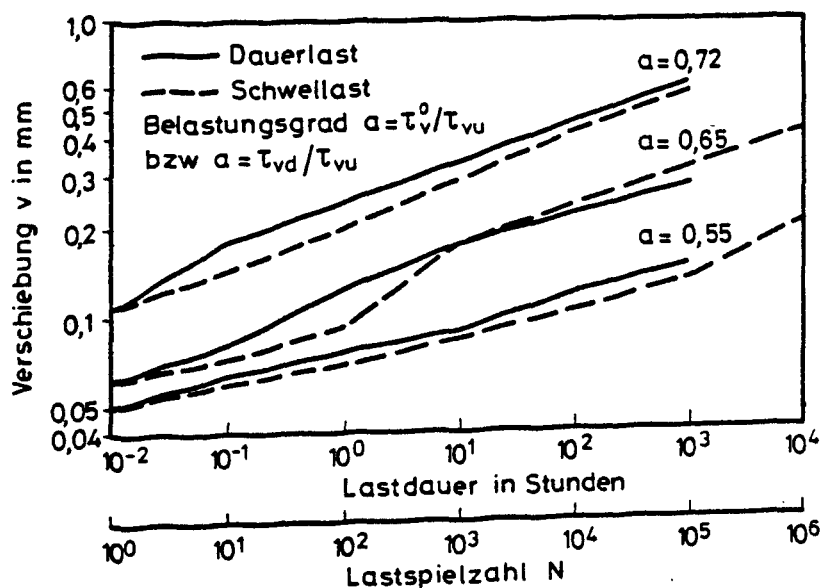


Bild 4.47: Vergleich der Verschiebungszunahme unter Schwelllast und unter Dauerstandlast nach Rehn und Eligehausen [59]

In Bild 4.47 sind die von Eligehausen [61] gemessenen Stabendverschiebungen unter Dauerlast bzw. Zugschwellbeanspruchung über der Zeit bzw. der Lastspielzahl aufgetragen.

Gesetzmäßigkeiten, inwieweit die zeitabhängige Verschiebungszunahme unter Dauerlast durch eine Zugschwellbelastung simuliert werden kann, sind aufgrund der von Rehm und Eligehausen durchgeführten geringen Anzahl von Dauerstandversuchen, die zudem nur relativ geringe Standzeiten aufweisen ($t \approx 168 - 310$ h), nicht schlüssig ableitbar. Außerdem fehlen Parameterstudien zum Einfluß der bezogenen Rippenfläche, der Frequenz usw. Eligehausen schätzt jedoch, daß bei seinen Versuchsbedingungen die Verschiebungszunahme nach $N = 10^5$ Lastspielen mit $\tau_v^0 = \tau_{vd}$ einer 2 bis 6 Monaten währenden Dauerlast entspricht. Unter der Annahme der Gültigkeit des von Franke formulierten Kriechgesetzes wären $N = 10^5$ Lastspiele einer Dauerlast von etwa $t = 10^5$ h ≈ 139 Monate gleichzusetzen.

Ausziehkörper, die 10^6 Lastspiele überstanden, wurden anschließend statisch bis zum Bruch belastet. Die dabei ermittelten τ_v -v-Beziehungen verlaufen infolge der Vorwegnahme des Schlupfes durch die Schwellbelastung bis kurz vor Erreichen der Kurzzeitfestigkeit sehr steil, d. h. eine Zugschwellbelastung wirkt sich "versteifend" auf den Verbund aus (Bild 4.48).

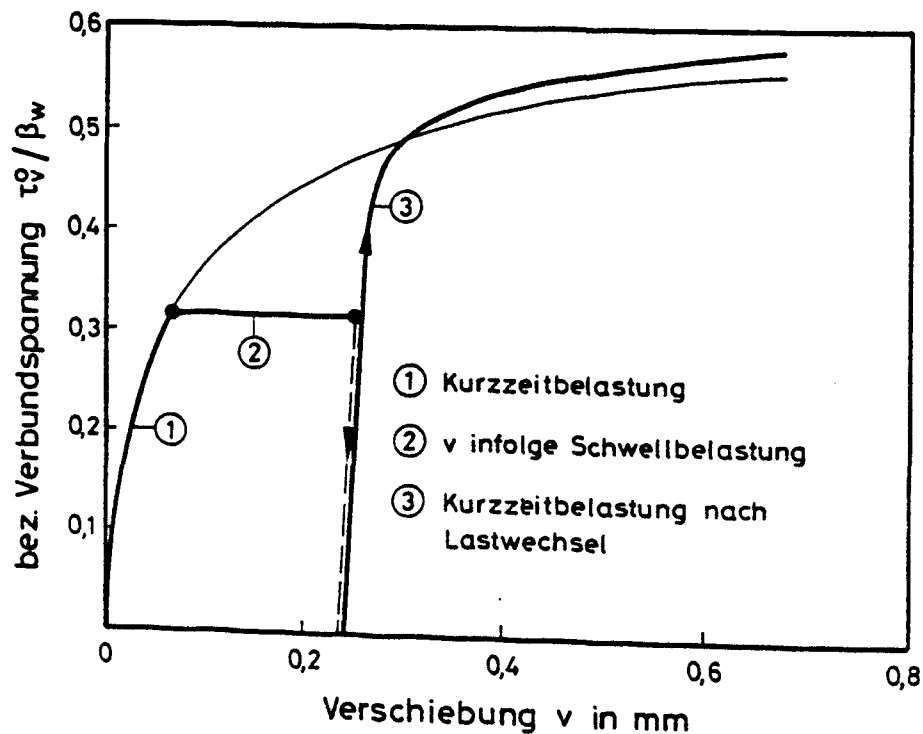


Bild 4.48: Schematische Darstellung von τ_v -v-Kurven unbelasteter und vorbelasteter Ausziehkörper nach Rehm und Eligehausen [59]

Bei Verbundbeanspruchungen unterhalb der Dauerfestigkeit hat eine vorhergehende Schwellbelastung auf die Verbundfestigkeit keinen ungünstigen Einfluß.

Die örtliche Verschiebungszunahme infolge der Schwellbelastung führt zu einer Spannungsumlagerung innerhalb der Verbundlänge. Die bereits von Perry und Jundi [51] festgestellte Verlagerung der Spitzenspannung vom belasteten zum unbelasteten Stabende mit zunehmender Lastspielzahl konnte durch Versuchsergebnisse von Rehm und Eligehausen bestätigt werden. Im Gegensatz zur Annahme von Perry und Jundi, daß diese Spannungsumlagerung nach 10^3 Lastwechseln abgeschlossen ist, konnten Rehm und Eligehausen bis zu 10^6 Lastwechseln keine Stabilisierung feststellen.

4.7.3 Verbundverhalten unter Wechselbeanspruchung

Verbundversuche unter Wechselbeanspruchung wurden von Jirsa et al. [6], [30], [31], von Bertero et al. [8], [9], [19] und anderen durchgeführt. Die Versuchskörper wurden zumeist einer geringen Anzahl von zyklischen Belastungen hoher Intensität (low cycle/high amplitude-Bedingungen) unterworfen, um das Verbundverhalten bei Katastrophenbelastungen (z. B. Erdbeben) zu studieren.

Jirsa et al. untersuchten den Einfluß einer Zugschwell- bzw. Wechselbeanspruchung auf das Verbundverhalten an Dehnkörpern und an Körpern, die die Verhältnisse eines in eine Stütze eingespannten Kragarms nachbilden sollen.

In [30] berichten die Autoren über die Ergebnisse der Dehnkörperuntersuchungen. Von den insgesamt 4 Prüfkörpern wurden jeweils 2 einer Zugschwell- bzw. einer Wechselbeanspruchung unterworfen, wobei die Belastungshöhe während der insgesamt 22 Lastzyklen variierte. Bei allen Versuchen blieb die Stahlspannung jedoch unterhalb der Elastizitätsgrenze.

Die in [6], [30] und [31] beschriebenen Versuche an dem zweiten Prüfkörpertyp hatten das Ziel, den Einfluß schwellender und wechselnder Beanspruchungen im elastischen Bereich sowie im Fließbereich des Stahls auf die Verbundübertragung entlang der Verankerungslänge zu studieren.

Die Untersuchungen des Verbundverhaltens an den beiden Prüfkörpertypen unter Zugschwell- bzw. Wechselbeanspruchung im elastischen Bereich des Stahls bestätigen den bereits von Bresler und Bertero sowie Edwards und Yannopoulos festgestellten signifikanten Einfluß von Oberspannung und Lastspielzahl. Eine hohe Oberspannung in den ersten Lastwechseln bewirkt insbesondere bei Spannungen weit unterhalb dieser Höchstspannung eine Abnahme der Verbundübertragung in den nachfolgenden Lastzyklen. Die mit steigender Lastspielzahl zunehmende Verbundzerstörung bei konstanter Oberspannung ist gering im Vergleich zur Verbundzerstörung, die durch eine Erhöhung der Oberspannung hervorgerufen wird.

Untersuchungen des Verbundverhaltens unter Zugschwell- und Wechselbeanspruchungen oberhalb der Fließgrenze des Stahls wurden mit dem zweiten Prüfkörpertyp durchgeführt. Die Versuche wurden verformungsgesteuert gefahren, d. h. die Durchbiegung am Kragarmende wurde als Vielfaches der Verformung unter dem Fließmoment gewählt.

Die Ergebnisse zeigen, daß die Stahlspannungen und die Relativverschiebungen unter schwellender Beanspruchung mit zunehmender Enddurchbiegung allmählich ansteigen. Unter Wechselbeanspruchung ändert sich die Stahlspannungsverteilung entlang der Verankerungslänge kaum, die Relativverschiebungen zeigen eine starke Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte und der Prüfkörpergeometrie.

Bertero et al. untersuchten das Verbundverhalten von Betonrippenstählen unter monotoner und erdbebenähnlicher Beanspruchung an Prüfkörpern, mit denen die Verhältnisse einer in einem Rahmeninnenknoten verankerten Riegelbewehrung nachgebildet werden sollten. Die Versuche wurden verschiebungsgesteuert gefahren, d. h. der Bewehrungsstab wurde unter Zug- bzw. Druckbeanspruchung bis zum Erreichen einer vorgegebenen Verschiebung belastet.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- Der Einfluß einer Wechselbeanspruchung auf das Verbundverhalten hängt von der Belastungshöhe und von der Lastspielzahl ab.

- Nach einer zyklischen Zug-Druck-Belastung unterhalb von 80 % der Kurzzeitverbundfestigkeit mit einer Lastspielzahl $N \leq 10$ wird bei einer anschließenden statischen Belastung die im Kurzzeitversuch ermittelte Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung wieder erreicht.
- Zyklische Belastungen oberhalb von 80 % der Kurzzeitverbundfestigkeit führen zu einer starken Verbundzerstörung. Die Verbundfestigkeit nimmt mit steigender Lastspielzahl ab. Die stärkste Verbundzerstörung wurde für einen vollen Zyklus (Zugbeanspruchung bis v_{\max} und Druckbeanspruchung in Gegenrichtung bis v_{\max}) festgestellt.

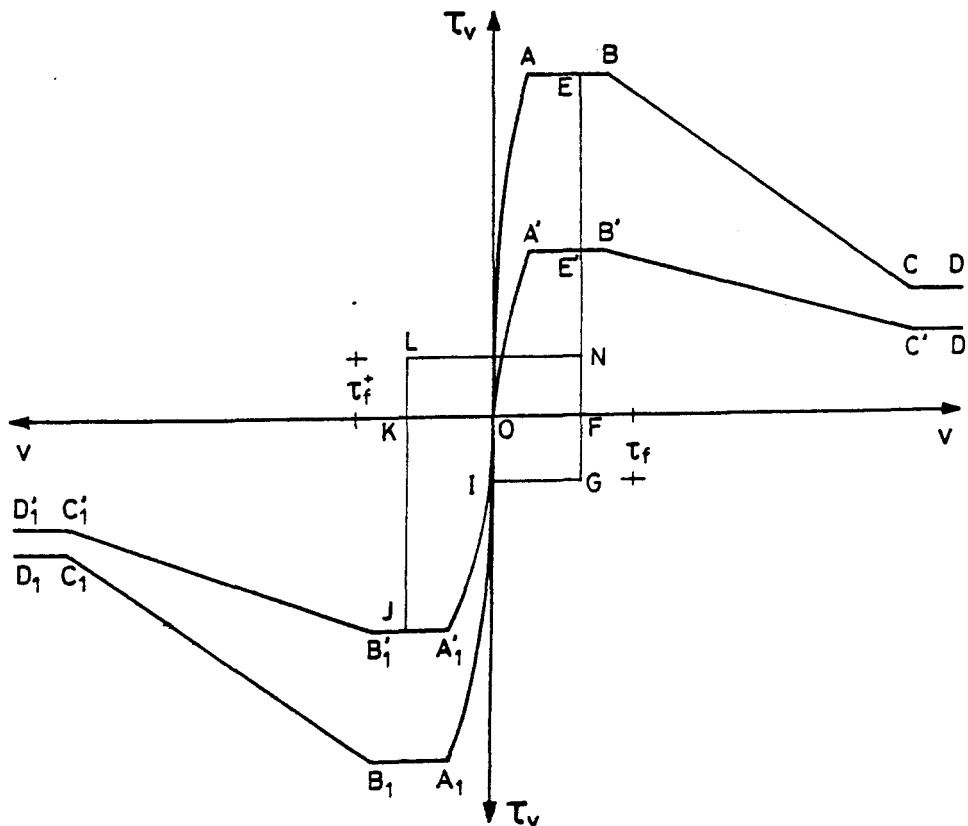


Bild 4.49: Analytische Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung unter Wechselbeanspruchung nach Bertero et al. [9]

Auf der Grundlage der experimentellen Untersuchungen entwickelten Bertero et al. ein analytisches Modell zur Beschreibung des Zusammenhanges zwischen Verbundspannung und Verschiebung unter beliebigen zyklischen Belastungen. Das modellierte Verbundgesetz ist in Bild 4.49 dargestellt: Bei Erstbelastung unter monoton steigender Verschiebung folgt die Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung der Einhüllenden OABCD für Zug- bzw. $OA_1B_1C_1D_1$ für Druckbelastung.

Infolge einer Umkehr der Belastungsrichtung bei einer beliebigen Verschiebung sinkt die Verbundspannung bis zum Erreichen des Reibungswiderstandes τ_f ; ein Rückschlupf tritt nicht auf (Linie EFG). Bei weiterer Verschiebungszunahme in Gegenrichtung bleibt die Verbundspannung zunächst konstant (Linie GI) und verläuft dann entlang der Linie $IA_1'B_1'C_1'D_1'$. Dieser Kurvenverlauf entspricht von der Form her dem bei Erstbelastung, jedoch mit reduzierter Verbundspannung. Eine erneute Umkehr der Verschiebungen beim Punkt J verläuft entlang der Linie JL, bis der Reibungswiderstand τ_f^+ erreicht ist. Der Reibungswiderstand bleibt bis zum Punkt N gleich; ab hier beginnt die Wiederbelastung, die ab dem Punkt E' entlang dem Kurvenzug E'B' C' führt. Wenn bei dem Punkt N keine weitere Verschiebung, sondern weitere Lastwechsel zwischen den zu den Punkten N und K gehörenden Verschiebungen aufgebracht wird, nimmt der Reibungswiderstand τ_f mit steigender Lastspielzahl ab. Genaue Beschreibungen des analytischen Modells sind in [8], [9] und [19] zu finden.

4.7.4 Bewertung und offene Fragen

Der Einfluß hoher Belastungsgeschwindigkeiten auf das Verbundverhalten kann durch die Braunschweiger [29] und Delfter [87] Untersuchungen im wesentlichen als geklärt angesehen werden.

Im Gegensatz zum Verbundverhalten unter Kurzzeitbeanspruchung ist das Verhalten einbetonierter Bewehrungsstäbe unter Dauerlast experimentell bislang kaum erforscht, obwohl Tragwerke in Realität andauernden Belastungen ausgesetzt sind. Eine weitergehende experimentelle Untersuchung der das Verbundkriechen beeinflussenden Parameter ist nach unserer Auffassung unerlässlich, insbesondere da die vorhandenen Forschungsarbeiten noch erhebliche Mängel aufweisen.

So ist zu der Arbeit von Franke anzumerken, daß die Versuche größtenteils an Probekörpern aus Kunstharzbeton durchgeführt wurden. Ausziehkörper aus Normalbeton wurden nur in sehr begrenzter Zahl geprüft; Parameterstudien fehlen ganz. Zudem betrug die Standzeit bei den Probekörpern aus Normalbeton nur etwa einen Monat; eine Extrapolation der aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Kriechfunktion über größere Zeiträume ist daher problematisch.

Die Versuche von Franke sowie von Svensvik weisen unserer Meinung nach auch prüf- bzw. meßtechnische Mängel auf. Zur Konstanthaltung der Last wurden von beiden Forschern Tellerfederpakete verwendet; der Schlupf wurde in bestimmten Zeitabständen an Meßuhren mit 1/1000 mm Anzeige abgelesen. Durch die meßtechnischen Mängel konnte Svensvik beispielsweise keine verlässlichen Aussagen über das "Rückkriechen" nach Entlastung machen.

Nach dem Umbau der Prüfeinrichtung im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz erfolgt die Konstanthaltung der Last über Druckspeicher, so daß Ölverluste usw. ohne Druckminderung ausgeglichen werden können. Die Kraftmessung bei Belastung erfolgt über elektronische Kraftaufnehmer, der Schlupf am lastfreien Stabende wird mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Während des Belastungsvorgangs wird die Kraft-Schlupf-Beziehung sowie während der ersten Stunden nach Lastaufbringung der Schlupf kontinuierlich aufgezeichnet.

Modellvorstellungen über die mikro-mechanischen Vorgänge beim Verbundkriechen sowie Untersuchungen über den ursächlichen Zusammenhang zwischen Rißbreitenvergrößerung und zeitabhängigem Schlupf fehlen.

Ein wesentlicher Bestandteil dieses DFG-Forschungsprojekts sind daher Verbundkriechuntersuchungen. Dabei sollen vor allem betontechnologische Einflüsse (Betonfestigkeit, Zementart), der Einfluß der bezogenen Rippenfläche und der Betonüberdeckung sowie der Einfluß der Belastungsgeschichte (Vorbelastung, Zwischenentlastungen, Mehrstufenbelastungen) untersucht werden. Ziel dieser Versuche ist es, ein Verbundkriechgesetz abzuleiten, daß die wesentlichen Einflüsse berücksichtigt sowie einen Beitrag zur Klärung der Rißbreitenvergrößerung unter Dauerlast zu erbringen.

Das Verbundverhalten unter nichtruhenden Belastungen ist im Gegensatz zum Verhalten unter ruhender Dauerlast bereits in einer Reihe von Untersuchungen erforscht. Beim Studium der zu diesem Thema veröffentlichten Versuchsergebnisse wird besonders der aus der Prüfkörpervielfalt, der unterschiedlichen Prüfungsdurchführung und Zielsetzung der Versuche resultierende Mangel an Versuchsmethodik deutlich. Zusammenfassend läßt sich aus den Versuchsergebnissen ableiten, daß die Belastungsgeschichte (Belastungshöhe, Lastspielzahl) den größten Einfluß auf das Verbundverhalten unter nichtruhender Belastung ausübt. Hier sind u. E. jedoch noch weitere Versuche notwendig.

Der Einfluß der Rippengeometrie, der Betongüte, der Frequenz, einer Querbewehrung etc. ist bislang zu wenig berücksichtigt worden.

Die Abhängigkeit der Verbundzerstörung, der Verbund- und Sprengrißbildung, von der Belastungsgeschichte ist nicht erforscht. Bresler et al. [9] setzen in ihrem analytischen Modell für die mit steigender Lastspielzahl zunehmende Verbundzerstörung vereinfachend einen "Zerstörungsparameter" an, der von der verbrauchten Energie abhängig ist. Diese Annahme ist - wie bereits die Autoren sagen - nur für eine geringe Anzahl von Lastwechseln hoher Intensität gültig, da bei großer Lastspielzahl mit niedriger Oberspannung nach den Lastwechseln die τ_v -v-Kurve für Kurzzeitbelastung wieder erreicht wird.

5. THEORETISCHE ANSÄTZE

5.1 Vorbemerkungen

Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken im gerissenen Zustand genügt es nicht, nur das nichtlineare Verhalten von Beton und Bewehrung in Stoffgesetzen zu modellieren, sondern es ist auch ein Stoffgesetz des Verbundes erforderlich. Das reale Verformungsverhalten eines Tragwerkes kann durch eine starre Koppelung des Bewehrungsstabes mit dem Beton nicht brauchbar beschrieben werden; es muß die Verschieblichkeit in der Verbundzone berücksichtigt werden.

Um dieses Ziel zu erreichen, haben die Forscher unterschiedliche Wege eingeschlagen. Diese Wege sind in den vergangenen Jahren mehrfach ausführlich geschildert worden (s. [11], [15], [34], [53], [86]), so daß hier ein knapper Überblick genügt.

Die unterschiedlichen Wege lassen sich zwei Methoden der Verbundberücksichtigung zuordnen:

- Indirekte Berücksichtigung der Verbundwirkung
- Direkte Berücksichtigung der Verbundwirkung

Daneben werden auch Übergänge und Verknüpfungen beobachtet.

5.2 Indirekte Berücksichtigung des Verbundes

Die indirekte oder verschmierte Berücksichtigung des Verbundverhaltens benötigt kein Stoffgesetz des Verbundes. Man geht vielmehr davon aus, daß in der Verformungsantwort eines Bauteils im Zustand II auf eine Schnittgrößenkombination die Wirkung des Verbunds mit enthalten sein muß.

Die Basis dieser "verschmierten" Methode bilden Dehn- und Biegeversuche an längeren Stababschnitten. An Dehnkörpern werden $N-\epsilon_m$ -Linien, an Biegestäben $M-\chi_m$ -Linien bestimmt. Darüberhinaus werden auch M,N-Kombinationen untersucht.

Aus der Gegenüberstellung der gemessenen Beziehung zwischen Schnittkraft und mittlerer Verzerrung (mittlere Dehnung ε_m oder mittlere Krümmung χ_m über Meßbasis) und der für den nackten Zustand II gültigen Schnittkraft-Verzerrungsbeziehung erkennt man die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Die Mitwirkung des Betons bzw. die Schnittkraft-mittlere Verzerrungslinie stellt eine integrale Antwort des Bauteils dar. Sie enthält die Verbundwirkung, geometrische Einflüsse, die Größe und Streuung der Betonzug- und Betondruckfestigkeit in unaufteilbarer Weise (siehe auch Abschnitt 2.1).

Diese Methode zur nichtlinearen Berechnung eignet sich in erster Linie für Stabtragwerke. Sie wurde von zahlreichen Forschern - insbesondere zur Beschreibung des Bauteilverhaltens vor dem Stahlfließen - angewandt ([20], [54], [55], [63] etc.). Als Nachteil dieser Methode ist zu werten, daß Bewehrungsanordnung, Stabdurchmesser und bezogene Rippenfläche nicht erfaßt werden können. Wie sich Querkräfte und Schubrisse auswirken, ist nicht bekannt. Auf mehrachsige Beanspruchung, wie sie in Platten, Scheiben und Schalen auftritt, sind die Ansätze nicht anwendbar. Bedenkt man außerdem, daß die Betonzugfestigkeit, die den wesentlichen Parameter in den $N-\varepsilon_m$ - und $M-\chi_m$ - Linien darstellt, eine streuende Werkstoffgröße ist, so werden Grenzen dieser Methode sichtbar. Dennoch sollte die indirekte Erfassung des Verbundes u.E. ausgebaut und für die Ingenieurpraxis weiter aufbereitet werden.

5.3 Direkte Berücksichtigung des Verbundes

5.3.1 Vorbemerkungen

Diese Methode erfordert ein Stoffgesetz des Verbundverhaltens, ein Verbundmodell.

Ein Verbundmodell soll - für vorgegebene Bedingungen von Einwirkung, Geometrie etc. - eine mit der Beobachtung in Einklang stehende Beschreibung des mechanischen Verbundverhaltens darstellen. Insofern besteht zwischen einem Verbundmodell und der ihm zugrundeliegenden experimentellen Beanspruchung-Verzerrungsbeziehung inhaltliche Übereinstimmung, auch wenn die rechnerische Weiterverarbeitung Anpassungen, Vereinfachungen u.a. erfordert.

Der klassische Weg zur Gewinnung eines Verbundmodells kommt aus der Festigkeitslehre. Der Ansatz

$$\tau = \gamma G, \quad (5.1)$$

der das elastische Verhalten eines Stoffes unter Schubspannung beschreibt, wird gedanklich auch bei Verbundversuchen angewandt. Bezeichnet man die Dicke einer gedachten Verbundschicht mit t_v , so kann man schreiben (siehe Bild 2.3):

$$\tau_v = \gamma t_v \cdot G t_v \quad (5.2)$$

mit $v = \gamma t_v$ und $K = G t_v$ (Steifekennzahl des Verbundes) erhält man

$$\tau_v = K \cdot v. \quad (5.3)$$

Dieses Federgesetz ist aber wegen der beobachteten Nichtlinearität nicht zutreffend, so daß man schreiben muß:

$$\tau_v(v) = K \cdot f(v) \quad (5.4)$$

Alle aus Ausziehversuchen abgeleiteten Verbundgesetze besitzen i.w. diese Form. Die experimentell gefundene τ_v - v -Beziehung ist von der Probekörperform, der Versuchsdurchführung, vom Spannungszustand u.a. abhängig. Auch die Verbundlänge l_v bestimmt aufgrund der zunehmenden Abweichung der mittleren Verbundspannung vom Höchstwert bei Zunahme von l_v sowie infolge der Verbundrißbildung die τ_v - v -Beziehung (siehe auch Abschnitt 3.3).

Trotz dieser Einschränkung ist die Gewinnung von Verbundmodellen aus Versuchen notwendig und auch vertretbar. Wesentlich ist, die Verschiebung v nicht nur als eine in der Fuge Stahl-Beton stattfindende Relativverschiebung, sondern vielmehr als eine Summe von Verschiebungen der den Stab umgebenden Schichten zu betrachten. Diese Schichten sollten als eine zylindrische Verbundschicht der Dicke t_v zusammengefaßt und verstanden werden, in der die Verbundrißbildung nach Goto stattfindet. Neuere Untersuchungen von Vos [86] sagen aus, daß die Verbundschichtdicke mit 0,5 bis

$1d_s$ angesetzt werden kann. Mit der Verbundschichtdicke t_v ist auch der Abstand zwischen der Staboberfläche und der Stelle festgelegt, an der die Betonoberfläche im Ausziehversuch angetastet werden sollte (siehe auch Abschnitt 3.3).

5.3.2 Anforderungen an ein Verbundmodell

Ein Verbundmodell muß einer Reihe von Anforderungen genügen. Die gleichzeitige Erfüllung der nachstehend aufgeführten Anforderungen ist weder möglich noch nötig.

a) Mechanisches Verhalten

Das Modell muß das mechanische Verhalten zutreffend abbilden. Hierzu gehört das Verhalten bei Kurzzeit-, Impuls-, Dauer- und Dauerschwingbeanspruchung sowohl bei einsinniger Beanspruchung (Zug und Druck) als auch bei Beanspruchungsumkehr. Außerdem muß der Einfluß plastischer Stahldehnung (Eifler [16] und Kobarg [34]) sowie normal zur Stabachse wirkender Kräfte (Dörr [11] und Vos [86]) einbaubar sein. Die Formulierung muß den gesamten Beanspruchungsbereich als Funktion der Geometrie der Staboberfläche f_R und der Lage des Stabes im Bauteil erfassen und damit auch den Übergang vom Gleit- zum Sprengbruch beinhalten.

b) Betonstruktur

Festigkeit und Verformbarkeit des Betons müssen Eingang finden. Vor allem die Zusammendrückbarkeit der Mörtelmatrix in Rippennähe muß erfaßt werden. Die Zugfestigkeit des Betons muß in Verbindung mit den Parametern Betondeckung, bezogene Rippenfläche u.a. berücksichtigt werden, um den Übergang Gleit - Sprengbruch zu definieren (Tepfers [81] und Eligehausen [18]).

c) Lage im Bauteil

Die Lage des Stabes im Bauteil, die Relation Beanspruchungsrichtung - Betonierrichtung sowie die Betonkonsistenz sind von großem Einfluß (Martin und Noakowski [44]).

d) Stabgeometrie

Die bezogene Rippenfläche muß im Modell erfaßt sein, da sie im Zusammen-

hang mit der Betondeckung und Querbewehrung die Bruchart Absprengen steuert (Martin [39], Martin und Noakowski [44]).

e) Übertragbarkeit

Die in einfachen Verbundversuchen gewonnenen τ_v -v-Beziehungen müssen, wenn sie zu Stoffgesetzen aufgearbeitet und in Berechnungsverfahren verwendet werden, auf die Verhältnisse im Bauteil übertragbar sein. Ob die Übertragbarkeit aufgrund der Unterschiede in den Spannungszuständen von Versuchskörper und Bauteil gerechtfertigt ist, wird häufig nicht nachgewiesen, da dieser Nachweis selbst an einfachen zylindrischen Dehnkörpern schwer zu führen ist.

Da ein umfassendes Verbundgesetz, das allen genannten Anforderungen genügt, kaum entwickelt werden kann, muß man sich auch mit der Frage der Zweckmäßigkeit befassen. Diese Frage sollte u.E. von Theoretikern beantwortet werden. Nur sie können beurteilen, ob sich die zunehmende Komplexität eines τ_v -v-Gesetzes vor dem Hintergrund ansteigender Diskretisierung und Rechenzeit lohnt.

5.3.3 Verbundgesetze für Kurzzeitbelastung

Unter der Voraussetzung näherungsweise zulässiger Übertragbarkeit auf die Beanspruchungszustände in gerissenen Stahlbetonbauteilen haben zahlreiche Forscher Verbundgesetze entwickelt, die auf Ergebnissen von Ausziehversuchen basieren. Diese Gesetze haben im allgemeinen die nicht-lineare Form (Rehm [56]):

$$\frac{\tau_v}{\beta_w} = v^\alpha \pm \psi v \quad (5.5)$$

oder nach Martin [39]:

$$\frac{\tau_v}{\beta_w} = k_0 + k_1 v^m \quad (5.6)$$

bzw. bei Vernachlässigung des ohnehin kleinen Adhäsionsterms k_0 nach Noakowski [50]:

$$\frac{\tau_v}{\beta_w} = k v^m. \quad (5.7)$$

Die vorstehenden Verbundgesetze beruhen auf Ergebnissen von Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge (1- bis 2-Rippenabstände bis $l_v \leq 10 d_s$). Die Versuche wurden lastgesteuert durchgeführt, ein fallender Ast in der τ_v - v -Beziehung konnte nicht gemessen werden. Mit den Beziehungen (5.6) und (5.7) gelingt nur für den Bereich mäßig hoher Verbundspannungen (Gebrauchszustand) eine Anpassung an Versuchsergebnisse. Auch bei Einführung einer Bruchverschiebung v_u kann die Verbundfestigkeit des Gleitbruchs nicht bestimmt werden, da diese Beziehungen kein Spannungsmaximum aufweisen.

τ_v - v -Beziehungen mit fallendem Ast sind von Bedeutung für rechnerische Untersuchungen des Bruchzustandes sowie der Auswirkung außergewöhnlicher Lastfälle (Erdbeben, Anprall, Brandfall). Sie sind auch erforderlich, wenn der Einfluß einer Umkehr der Verschiebungsrichtung erfaßt werden soll.

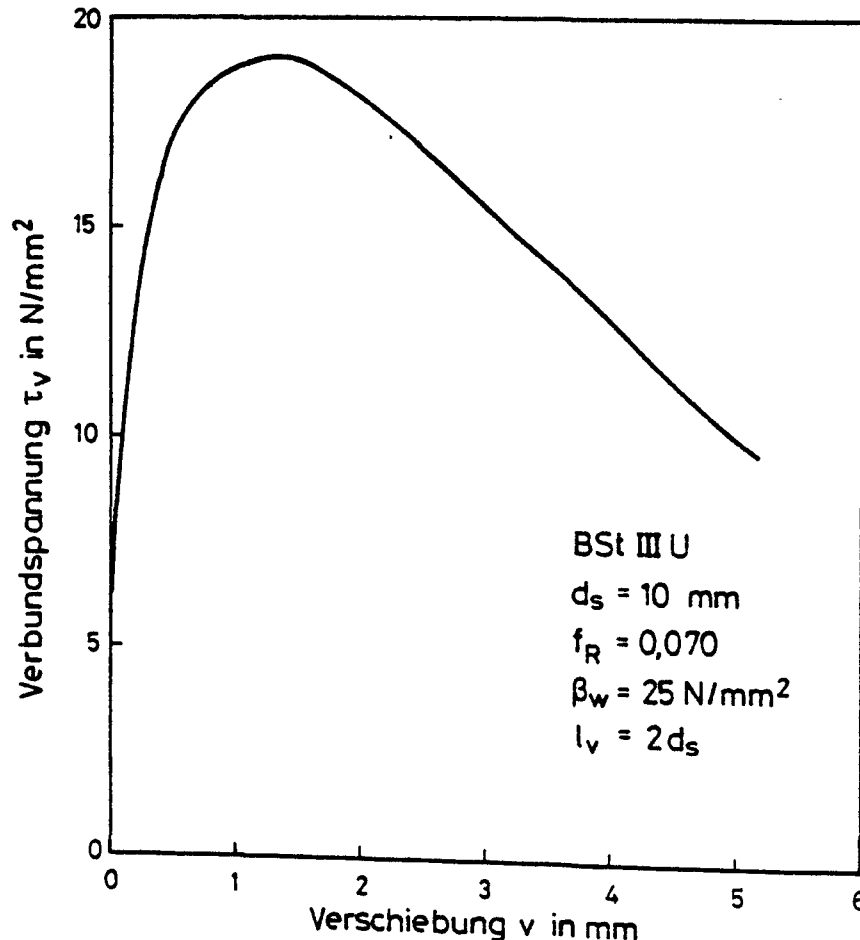


Bild 5.1: In einem verschiebungsgesteuerten Ausziehversuch ermittelte τ_v - v -Kurve nach Sager [71]

Ein τ_v -v-Gesetz mit Maximum und fallendem Ast kann nur in verschiebungsgesteuerten Ausziehversuchen [19] gewonnen werden; dabei ist - um einen Gleitbruch zu bekommen - eine ausreichende Betonüberdeckung erforderlich. Bild 5.1 zeigt eine aus drei Ergebnissen gemittelte Versuchskurve (Sager [71]). Diese experimentell gewonnene τ_v -v-Beziehung kann analog zu den einaxialen Druckspannungs- Dehnungslinien von Beton durch den Ansatz von Popovic beschrieben werden:

$$\tau_v = \frac{\tau_{vuG}}{v_u} \frac{m \cdot v}{(m-1) + \left(\frac{v}{v_u}\right)^m} \quad (5.8)$$

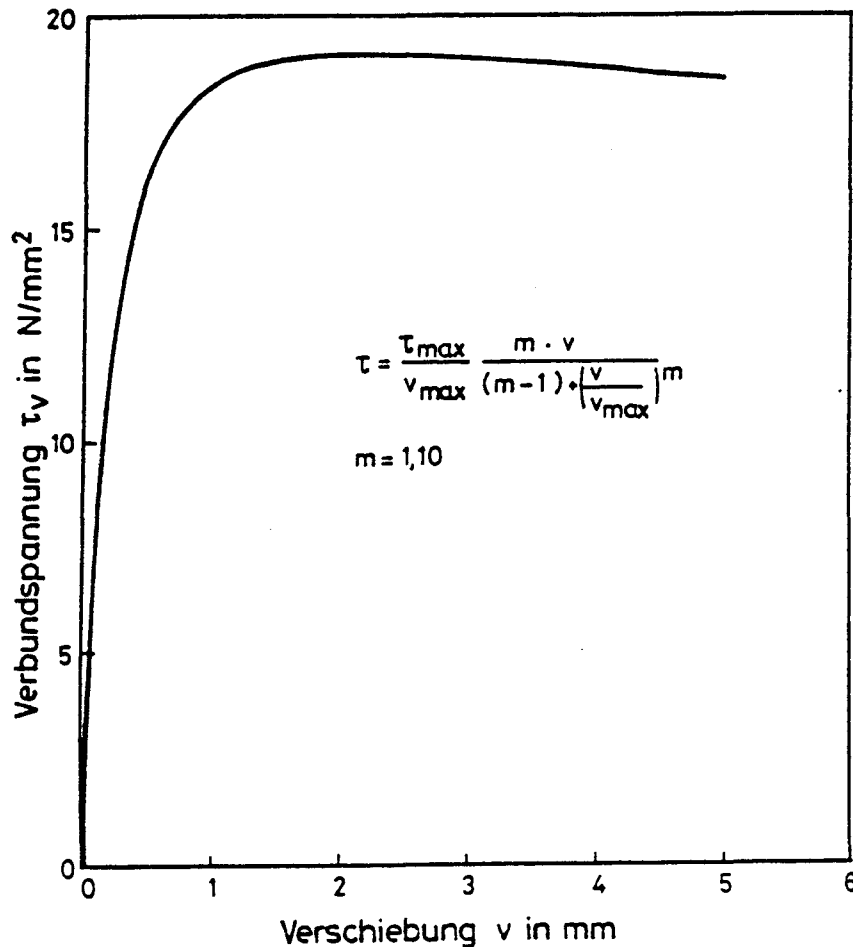


Bild 5.2: τ_v -v-Beziehung, gerechnet mit dem Ansatz von Popovic nach Sager [71]

Dieser Ansatz (5.8) wird von Sager in [71] untersucht. Bild 5.2 zeigt eine mit der Gleichung (5.8) berechnete τ_v -v-Beziehung, dabei wurde der

Formparameter m zu 1,10 gesetzt.

Für Verbundspannungen $\tau_v \leq 0,8 \tau_{vuG}$ weichen - bei entsprechender Parameterwahl - die nach den Gleichungen (5.6) und (5.7) berechneten Verläufe nur gering vom Verlauf nach Gleichung (5.8) ab.

Verbundgesetze nach den Gleichungen (5.6) und (5.7) werden bei rechnerischen Untersuchungen meist für monoton ansteigende Stabkräfte bis höchstens der Stahlstreckkraft angewandt. Das Entlastungs- und Wiederbelastungsverhalten oder eine Verschiebungsumkehr liegen außerhalb der Betrachtung.

Stoffgesetze der Form (5.6), (5.7) und (5.8) bedingen, daß die Betondeckung ungerissen bleibt (Versagen durch Gleitbruch). Mit der Beziehung von Eligehausen [18] ist es z.B. möglich, die Verbundfestigkeit bei Sprengbruch (1. Längsriß in der Betondeckung parallel zum Stab) abhängig von der Betonzugfestigkeit auszudrücken:

$$\tau_{vuS} = \beta_z \cdot 1,55 \sqrt{c/d_s} \quad (5.9)$$

Diese Verbundspannung liegt auf dem aufsteigendem Ast der Stoffgesetze (5.6), (5.7) und (5.8). Von ihr aus erfolgt ein Steilabfall, sofern eine Querbewehrung nicht vorhanden ist. Es fehlen zuverlässige Angaben zur Form des Abfalls und zur Wirkung der Querbewehrung.

Ein Verbundgesetz der Form $\tau_v = k \cdot f(v)$ muß voraussetzungsgemäß in jedem beliebigen Abstand x vom Riß gelten. Dörr [11] und Nilson [48] zeigten jedoch, daß die τ_v - v -Beziehung erst ab einer Entfernung von etwa $6 d_s$ vom Riß die Bedingung der Ortsunabhängigkeit erfüllt. Innerhalb der Distanz von $6 d_s$ wird die τ_v - v -Beziehung "verweicht", da die durch Verbundrißbildung entstandenen Betonkonen aus der Rißebeine gedrückt werden. Außerdem treten in diesem Bereich Querspannungen und Ablösungen des Betons vom Stahlstab auf (Lutz und Gergely [38]).

Man kann dieser "Verweichung" durch affine Abminderung der τ_v - v -Beziehung Rechnung tragen. Nilson [48] schlug folgenden Abminderungsfaktor für $x/d_s < b$ vor:

$$\lambda = 0,15 + 0,142 \frac{x}{d_s} \quad .$$

Die Einbeziehung einer normal auf die Verbundschicht wirkenden Druckspannung, die ein Versteifen des Verbundverhaltens bewirkt, wird als wichtig angesehen. Nach Vos [86] kann man die zu einer vorgegebenen Verschiebung gehörende Versteifung wie folgt ausdrücken:

$$\tau_v(v, \sigma_N) = \tau_v(v, 0) + \Delta\tau_v(v, \sigma_N) \quad (5.10)$$

$$\Delta\tau_v(v, \sigma_N) = a_r \cdot \sigma_N$$

Hierin bedeuten:

$\tau_v(v, 0)$: Verbundspannung z.B. nach (5.6), (5.7) oder (5.8) bei $\sigma_N = 0$

σ_N : Normaldruckspannung auf Staboberfläche

a_r : 0,23 für $v = 0,02 - 0,04$ mm; 0,17 für $v = 0,10$ mm

Elementiert man auch die Verbundschicht mit $t_v = d_s$, so muß σ_N auf die Verbundschichtoberfläche mit dem Faktor 0,7 reduziert werden: $\bar{\sigma}_N = 0,7 \sigma_N$ bei $r = d_s (1+0,5)$.

5.3.4 Verbundgestze für zeitabhängige Einwirkungen

Der Einfluß hoher Belastungsgeschwindigkeiten auf das Verbundverhalten wird seit längerer Zeit in Delft studiert. Die Arbeit von Vos [86] zeigt den gegenwärtigen Stand der Kenntnisse. Die Verbundspannung hängt für eine vorgegebene Verschiebung v von der Verbundspannungsgeschwindigkeit wie folgt ab:

$$\frac{\tau_v}{\tau_{vo}} = \left(\frac{\dot{\tau}_v}{\dot{\tau}_{vo}} \right)^\eta \quad (5.11)$$

Es bedeuten:

$\dot{\tau}_v$ schnelle Belastungsgeschwindigkeit

$\dot{\tau}_{vo}$ langsame, also statische Belastungsgeschwindigkeit

$$\eta = \frac{0,7(1-2,5v)}{\beta_w^{0,8}}$$

Die ansteigende Belastungsgeschwindigkeit führt zu einem Versteifen des ansteigenden τ_v -v-Astes, ein fallender Ast existiert nicht mehr. Welche Bruchverschiebungen auftreten, ist nicht ableitbar.

Den Einfluß einer schwellenden Beanspruchung auf die τ_v -v-Beziehung zeigt Bild 2.7 schematisch. Ansätze zur quantitativen Beschreibung fehlen noch. Auch ist das experimentelle Material für eine Beschreibung spärlich.

Der Einfluß einer Dauerverbundspannung auf das Verschiebungsverhalten - Verbundkriechen - ist experimentell noch nicht ausreichend abgesichert. Ein Hauptziel dieser Forschungsarbeit ist daher, den Einfluß der wesentlichen Parameter zu untersuchen. Sobald ausreichende Versuchsergebnisse vorliegen, kann auf Basis von Frankes Ansatz [21] eine τ_v -v-t-Beziehung für beliebige Spannungsgeschichten formuliert werden.

5.3.5 Umsetzung und Anwendung von Verbundgesetzen

Die verschiedenen Wege, wie experimentelle τ_v -v-Beziehungen zu Verbundgesetzen verarbeitet werden und in Rechenverfahren Eingang finden, sind von Kobarg [34] eingehend beschrieben worden.

Eine Arbeitsrichtung beruht auf der Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes. Das geometrische Modell ist ein zylindrischer, axial beanspruchter Dehnkörper. Das Verbundmodell kann einem nichtlinearen Ansatz folgen oder in linear-elastischer, elastisch-plastischer bzw. stückweise linearer Form aufbereitet sein. Die Verschiebung findet gedanklich in der Verbundfuge statt. Es wird nur die monoton ansteigende Belastung des Stahles bis zu dessen Streckgrenze betrachtet.

Die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes wird dann - abhängig vom Verbundmodell - analytisch oder numerisch gelöst. Ziel der Berechnungen ist die Bestimmung der Verteilungen der Stahl- und Verbundspannungen sowie der Verschiebungen und Rißbreiten.

Die andere Arbeitsrichtung wendet in der Regel die Diskretisierung des Verbundverhaltens und die Tragwerksberechnung mit der FEM an. Die ver-

wendeten Verbundelemente können nach Kobarg [34] unterschieden werden:

- a) Federelement
- b) Kontaktelement
- c) Delfter Element

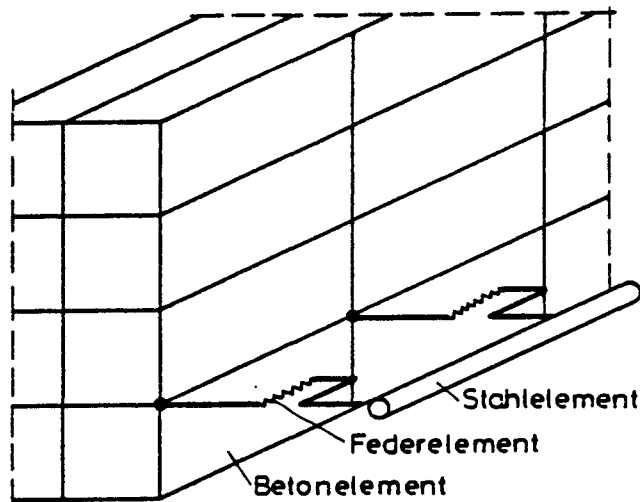


Bild 5.3: Idealisierung des Verbundes zwischen Stahl und Beton durch eindimensionale Federelemente

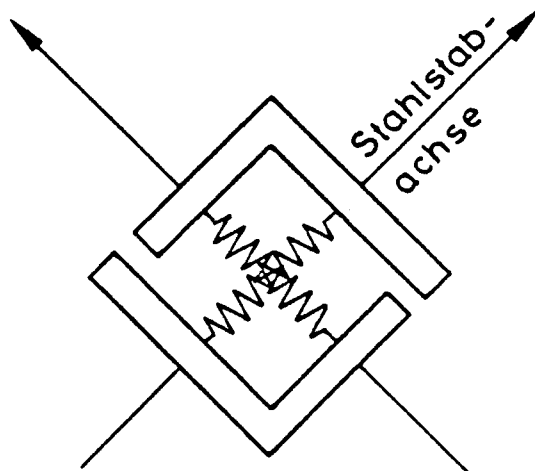


Bild 5.4: Zweidimensionales Federelement

Das Federelement besitzt keine physikalische Ausdehnung. Die Bewehrungs- und Betonelemente werden in den Knotenpunkten durch eindimensionale, nur in Stabrichtung wirkende Federn verknüpft (Bild 5.3) oder durch zweidimensionale Federn, die die Betonelemente auch normal zur Stabachse mit den Stahlelementen verbinden (Bild 5.4).

Die lokalen Steifigkeitsmatrizen lauten i.w.:

$$\tau_v = k_v \cdot v$$

eindimensionale Feder

$$\begin{pmatrix} \tau_v \\ \sigma_N \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} k_v & 0 \\ 0 & k_N \end{pmatrix} \begin{pmatrix} v \\ u \end{pmatrix}$$

zweidimensionale Feder

Die Koppelterme der Nebendiagonalen werden im allgemeinen zu Null gesetzt, da keine entsprechenden Versuchsergebnisse vorliegen.

Für die Federelemente können linearelastische, elastisch-plastische oder ortsabhängig nichtlinear-elastische Beziehungen angesetzt werden. Neuere Darmstädter Untersuchungen ermöglichen auch den Einbezug des postkritischen Abfalls der τ_v - v -Beziehung.

Das in Darmstadt entwickelte Kontaktelement besitzt ebenfalls keine physikalische Querausdehnung. Es ist ein Reibungselement, das zwischen Stahl und Beton eingefügt wird.

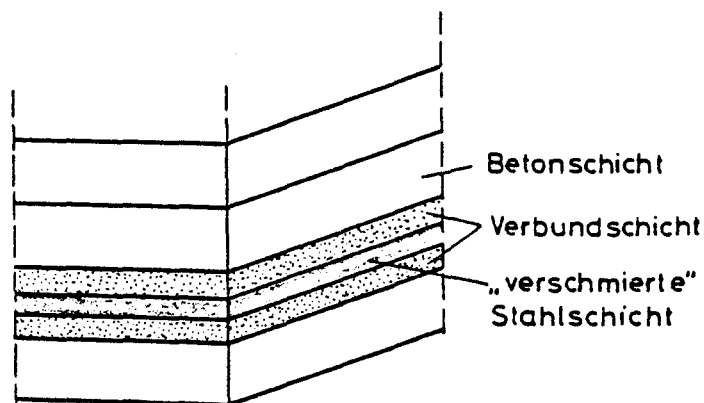


Bild 5.5: Schichtenmodell zur Idealisierung des Verbundes zwischen Stahl und Beton

Winkel $\alpha(z)$ gegenüber der Stabachse geneigt sind. Die Pendelstäbe können sich an den Endpunkten in achsialer Richtung z sowie in radialer Richtung r verschieben. Der Beton außerhalb der Verbundschicht wird durch Federn in den Richtungen z und r idealisiert. (Bild 5.7).

Die Modellvorstellung von Groeneveld und das darauf beruhende Delfter Verfahren werden von Kobarg [34] ausführlich erläutert.

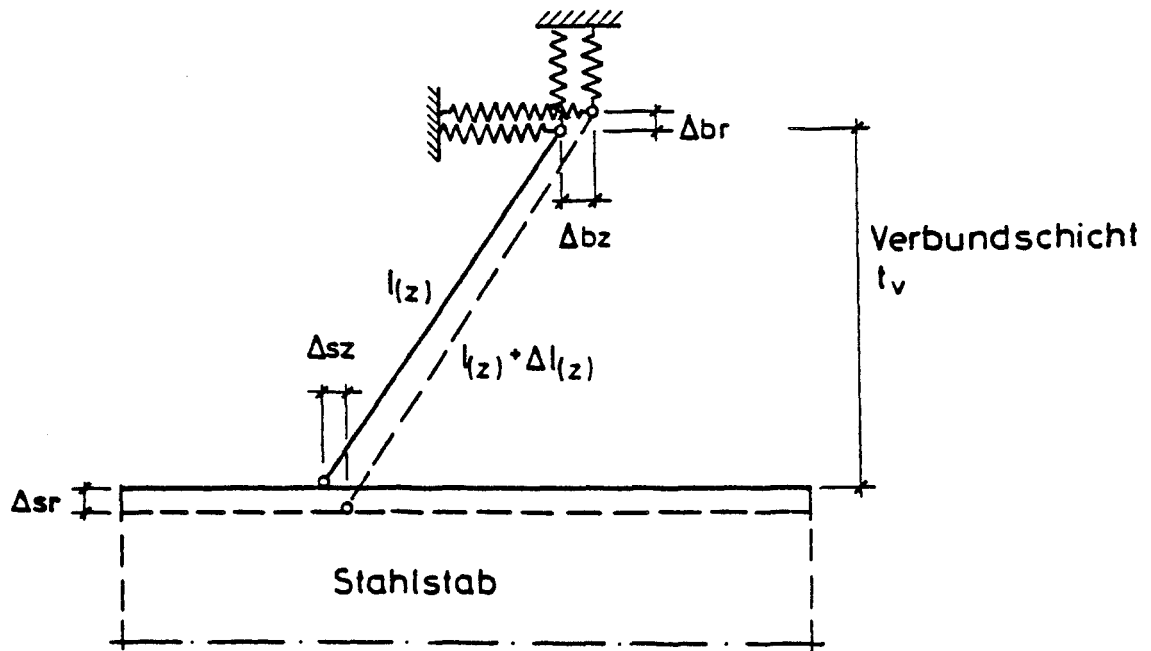


Bild 5.7: Modellvorstellungen nach [24]

6. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Die Literaturstudie hat eine Reihe von Lücken sowohl im experimentellen als auch im theoretischen Bereich der Verbundforschung sichtbar gemacht.

Den offenen Fragen, die sich mit dem Einfluß plastischer Stahldehnungen und mit der Wirkung normal zum Stab gerichteter Druckspannungen befassen, werden sich die Untersuchungen in Karlsruhe widmen.

Dieses Forschungsvorhaben wird in der kommenden Förderperiode vornehmlich das Verbundkriechen erforschen, dessen Bedeutung für das Gebrauchsverhalten von Stahlbetonbauteilen hoch einzustufen ist. Mit Versuchen zum Ent- und Wiederbelastungsverhalten sowie mit Verbundschwellversuchen soll begonnen werden. Grundsatzuntersuchungen zur Entstehung und Ausbreitung von Verbundrissen sind geplant, um verbesserte Vorstellungen zur mechanischen Natur der Verbundübertragung zu erhalten.

- [1] Beeby, A.W.
Concrete in the Oceans. Cracking and Corrosion. Technical Report
No. 1, Cement and Concrete Association, 1978
- [2] Bennett, E.W.; Snounou, I.G.
Bond-slip Characteristics of Plain Reinforcing Bars under Varying
Stress. Beitrag zur Internationalen Konferenz "Bond in Concrete",
Paisley, Juni 1982, Tagungsband ed. von P. Bartos
- [3] Bresler, B.; Bertero, V.
Reinforced Concrete Prism under Repeated Loads. RILEM Symposium,
Mexico-City 1966
- [4] Bresler, B.; Bertero, V.
Behavior of Reinforced Concrete under Repeated Loads. Journal of
Structural Division, ASCE, Vol. 94, June 1968
- [5] Broms, B.B.
Technique for Investigation of Internal Cracks in Reinforced
Concrete Members. ACI-Journal, Jan. 1965
- [6] Brown, R.H.; Jirsa, J.O.
Reinforced Concrete Beams under Load Reversals. ACI-Journal,
May 1971.
- [7] CEB
Bond Action and Bond Behavior of Reinforcement. State-of-the-Art
Report. Bulletin d'Information No. 151, 1982
- [8] Ciampi, V.; Eligehausen, R.; Bertero, V.; Popov, E.
Hysteretic Behavior of Deformed Reinforcing Bars under Seismic
Excitations. 7. European Conference on Earthquake Engineering,
Athen, September 1982
- [9] Ciampi, V.; Eligehausen, R.; Bertero, V.; Popov, E.
Analytical Model for Deformed Bar Bond under Generalized Excita-
tions. IABSE Colloquium "Advanced Mechanics in Reinforced Concrete".
Delft, June 1981
- [10] Diederichs, U.
Untersuchungen zum Verbundverhalten bei hohen Temperaturen.
Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982
- [11] Doerr, K.
Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetonscheiben unter beson-
derer Berücksichtigung des Verbundverhaltens. Dissertation
TH Darmstadt, 1980
- [12] Doerr, K.; Mehlhorn, G.; Stauder, W.; Uhlisch, D.
Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines
wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens. DAFStb, Heft 238, 1974
- [13] Doerr, K.; Hoshino, U.; Mehlhorn, G.
Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines
wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens. Forschungsbericht Nr. 16,
Technische Universität Darmstadt, 1974

- [14] Edwards, A.D.; Yannopoulos, P.J.
Local Bond-Stress-Slip Relationships under Repeated Loading.
Magazine of Concrete Research, Vol. 30, No. 103, June 1978
- [15] Eibl, J.; Iványi, G.
Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton.
DAfStb, Heft 260, 1976
- [16] Eifler, H.
Verbunduntersuchungen an gerippten Betonstählen als Grundlage für
Formänderungsberechnungen. Beitrag zum 12. Forschungskolloquium
des DAfStb, Berlin 1981
- [17] Eisenbiegler, W.
Das Verbundverhalten druckbeanspruchter Betonrippenstähle im Beton.
Dissertation Karlsruhe, 1975
- [18] Eligehausen, R.
Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stab-
enden. DAfStb, Heft 301, 1979
- [19] Eligehausen, R.; Popov, E.P.; Bertero, V.
Local Bond Stress-slip Relationships of Deformed Bars under Gene-
ralized Excitations. Report of University of California, Berkeley,
1982
- [20] Falkner, H.
Zur Frage der Rißbildung durch Eigen-und Zwängungsspannungen in-
folge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. DAfStb, Heft 208, 1969
- [21] Franke, L.
Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in
Beton (Verbundkriechen). DAfStb, Heft 268, 1976
- [22] Franklin, H.A.
Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frame and Panel Struc-
tures. University of California, Berkeley, 1970
- [23] Goto, Y.
Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars. ACI-
Journal, April 1971
- [24] Groeneveld, H.
Verbundmodell für Stahl in Beton. 13. Forschungskolloquium des
DAfStb, Delft, 12.04.1982
- [25] de Groot, A.K.; Kusters, G.M.A.; Monnier, Th.
Numerical Modelling of Bond-Slip Behaviour. Heron, Vol. 26,
No. 1b, 1981
- [26] Grootenboer, H.J.; Leijten, S.J.C.H.; Blaauwendraad, J.
Numerical Models of Reinforced Concrete Structures in Plane
Stresses. Heron, Vol. 26, No. 1b, 1981
- [27] Hansen, R.J.; Liepins, A.A.
Behaviour of Bond under Dynamic Loading. ACI-Journal, April 1962

- [28] Heilmann, H.G.
Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons.
Beton, Heft 2, 1969
- [29] Hjorth, O.
Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens
von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten.
Dissertation Technische Universität Braunschweig, 1975
- [30] Ismail, M.A.F.; Jirsa, J.O.
Bond Deterioration in Reinforced Concrete Subject to Low Cycle
Loads. ACI-Journal, June 1972
- [31] Ismail, M.A.F.; Jirsa, J.O.
Behavior of Anchored Bars under Low Cycle Overloads Producing
Inelastic Strains. ACI-Journal, July 1972
- [32] Janovic, K.
Bericht über den neuen Konsolenförmigen Ausziehkörper als Vor-
schlag für ein allgemeingültiges Verbundverfahren. Bericht Nr. 1349
des Lehrstuhls für Massivbau der Technischen Universität München,
1979
- [33] Kemp, E.L.; Brezny, F.S.; Unterspan, J.A.
Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristics of Deformed
Reinforcing Bars. ACI-Journal, September 1968
- [34] Kobarg, J.
Verankerung druckbeanspruchter Bewehrungsstäbe unter Querdruck.
Arbeitsbericht zum DFG-Schwerpunkt "Stoffgesetze im Konstruktiven
Ingenieurbau", Vorabzug August 1983
- [35] Koch, P.
Verformungsverhalten von Stahlbetonstützen unter Biegung und Längs-
zug im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen den
Rissen. Dissertation Technische Universität Stuttgart, 1976
- [36] Leonhardt, F.
On the Need to Consider the Influence of Lateral Stresses on Bond.
RILEM Symposium, Stockholm, 1957
- [37] Lutz, L.A.
Analysis of Stresses in Concrete near a Reinforcing Bar due to Bond
and Transverse Cracking. ACI-Journal, October 1970
- [38] Lutz, L.A.; Gergely, P.
Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete. ACI-Jour-
nal, November 1967
- [39] Martin, H.
Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und
Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung.
DAfStb, Heft 228, 1973

- [40] Martin, H.
Bond Performance of Ribbed Bars (pull-out-tests): Influence of Concrete Composition and Consistency. Beitrag zur Internationalen Konferenz "Bond in Concrete", Paisley, Juni 1982, Tagungsband ed. von P. Bartos
- [41] Martin, H.; Janovic, K.
Bericht über den Einfluß der Konsistenz und der Dauerlast auf das Verbundverhalten von Stahl in Leichtbeton. Bericht Nr. 2344, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 1970
- [42] Martin, H.; Janovic, K.
Einfluß der Anordnung der Bewehrungsstäbe im Betonquerschnitt und der Belastungsart auf das Verbundverhalten von Betonrippenstählen in Normalbeton. Bericht Nr. 1042, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 1972.
- [43] Martin, H.; Janovic, K.
Haftung von Betonstahl in Leichtbeton. Bericht Nr. 6127, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 1969
- [44] Martin, H.; Noakowski, P.
Verbundverhalten von Betonstählen. Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. DAfStb, Heft 319, 1981
- [45] Müller, F.P.; Eisenbiegler, W.
Ermittlung der Verbundspannungen an gedrückten einbetonierten Betonstählen. DAfStb, Heft 319, 1981
- [46] Muhlenbruch, C.W.
The Effect of Repeated Loading on the Bond Strength of Concrete. Proceedings American Society for Testing Materials, 1945
- [47] Ngo, D.; Scordelis, A.C.
Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. ACI-Journal, March 1967
- [48] Nilson, A.H.
Bond Stress-Slip Relations in Reinforced Concrete. Department of Structural Engineering Report No. 345, Cornell University, 1971
- [49] Nilson, A.H.
Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method. ACI-Journal, Proceedings, September 1968
- [50] Noakowski, P.
Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung infolge Temperatur. DAfStb, Heft 296
- [51] Perry, E.S.; Jundi, N.
Pullout Bond Stress Distribution under Static and Dynamic Repeated Loadings. ACI-Journal, May 1969
- [52] Plaines, P.; Tassios, T.; Vintzeleou, E.
Bond Relaxation and Bond-Slip Creep under Monotonic and Cyclic Actions. Beitrag zur Internationalen Konferenz "Bond in Concrete", Paisley, Juni 1982, Tagungsband ed. von P. Bartos

- [53] Plauk, G.
Ermittlung der Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken mit der Methode der Finiten Elemente unter besonderer Berücksichtigung des Verbundes zwischen Stahl und Beton. BAM, Forschungsbericht 59, Juli 1979
- [54] Rabich, R.
Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahlbeton unter Berücksichtigung der Rißbildung. Festschrift Franz, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin-München, 1969
- [55] Rao, S.R.
Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte. DAfStb, Heft 117, 1966
- [56] Rehm, G.
Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. DAfStb, Heft 138, 1961
- [57] Rehm, G.
Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. Festschrift Rüschi, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin-München, 1969
- [58] Rehm, G.; Diem, P.; Zimbelmann, R.
Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton. DAfStb, Heft 283, 1977
- [59] Rehm, G.; Eligehausen, R.
Einfluß einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstählen. Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 6, 1977
- [60] Rehm, G.; Eligehausen, R.
Verbundverhalten gerippter Betonstähle mit kurzer Einbettungslänge bei nicht ruhender Belastung. Untersuchungsbericht 75/2, Technische Universität Stuttgart, 1975
- [61] Rehm, G.; Eligehausen, R.
Verbundverhalten von Rippenstäben mit langer Einbettungslänge bei nicht ruhender Belastung. Untersuchungsbericht 75/17, Technische Universität Stuttgart, 1975
- [62] RILEM
Bond Test for Reinforcing Steel. I. Beam Test, II. Pull-out-Test. RILEM 3, No. 15, 1970
- [63] Robins, P.I.; Standish, J.G.
Effect of Lateral Pressure on Bond of Reinforcing Bars in Concrete. Beitrag zur Internationalen Konferenz "Bond in Concrete". Paisley, Juni 1982, Tagungsband ed. von P. Bartos
- [64] Rostásy, F.S.
Zwang und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Habilitation, Universität Stuttgart, 1975

- [65] Rostásy, F.S.; Kepp, B.
Time Dependence of Bond. Beitrag zur Internationalen Konferenz
"Bond in Concrete". Paisley, Juni 1982, Tagungsbericht ed. von
P. Bartos
- [66] Rostásy, F.S.; Sager, H.
Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von Beton-
rippenstählen, Teil 1 und Teil 2. Betonwerk + Fertigteil-Technik,
Heft 11, 1982
- [67] Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Wiedemann, G.
Verhalten von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen.
Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 2 und 3, 1982
- [68] Rostásy, F.S.; Erdmann, J.; Henning, W.; Wiedemann, G.
Verhalten von Spannbeton-Verankerungen bei tiefen Temperaturen.
Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 4 und 5, 1983
- [69] Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.
Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen (Bericht in Vorbereitung)
- [70] Ruge, J.; Winkelmann, O.
Verformungsverhalten von Beton- und Spannstählen bei hohen Tempera-
turen. Arbeitsbericht 1975-1977, Teil II, SFB 148 "Brandverhalten
von Bauteilen"
- [71] Sager, H.
Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten. Arbeits-
titel der Dissertation
- [72] Schneider, U.
Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei
hohen Temperaturen. Dissertation Technische Universität Braun-
schweig, 1973
- [73] Schneider, U.; Diederichs, U.
Verbundverhalten und Verbundfestigkeit bei hohen Temperaturen.
Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 6, 1980
- [74] Schneider, U.; Diederichs, U.; Rosenberger, W.; Weiß, R.
Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht 1978-1980,
Teil II, SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen"
- [75] Schneider, U.; Diederichs, U.; Weiß, R.
Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht 1975-1977,
Teil II, SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen"
- [76] Schwing, H.
Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Wandscheiben aus Fertig-
teilen. Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, 1975
- [77] Soretz, S.; Hoelzenbein, H.
Einfluß der Rippenabmessungen von Betonbewehrungsstäben auf den
Verbund und die Biegefähigkeit. Betonstahl in Entwicklung,
Heft 69, 1980. Herausgeg. von Tor-Isteg Steel Corporation,
Luxemburg

- [78] Stauder, W.
Ein Beitrag zur Untersuchung von Stahlbetonscheiben mit Hilfe finiter Elemente unter Berücksichtigung eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens. Dissertation TH Darmstadt, 1973
- [79] Svensvik, B.
Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Ein-
schluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last
und Zeit. Dissertation TU Braunschweig, 1981
- [80] Tanner, J.A.
An Experimental Investigation of Bond Slip in Reinforced Concrete.
Dissertation Cornell University, 1971
- [81] Tepfers, R.
Cracking of Concrete Cover along Anchored Deformed Reinforcing
Bars. Magazin of Concrete Research Vol. 31, No. 106, March 1979
- [82] Tilanterä, T.; Rechardt, T.
Bond of Reinforcement in Lightweight Aggragate Concrete.
Helsinki University of Technology, Division of Structural Engi-
neering, Publication 17, 1977
- [83] Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.
Teilweise Vorspannung. Verbundfestigkeit von Spanngliedern und
ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung.
DAfStb, Heft 310, 1980
- [84] Twelmeier, H.; Schneefuß, J.
Zusammenstellung und Beurteilung von Meßverfahren zur Ermittlung
der Beanspruchungen in Stahlbetonbauteilen. DAfStb, Heft 330, 1982
- [85] Untrauer, R.E.; Henry, R.L.
Influence of Normal Pressure on Bond Strength. ACI-Journal,
May 1965.
- [86] Vos, E.
Influence of Loading Rate and Radial Pressure on Bond in Rein-
forced Concrete. Dissertation Universität Delft, 1983
- [87] Vos, E.; Reinhardt, H.W.
Influence of Loading Rate on Bond Behaviour of Reinforcing Steel
and Prestressing Strands. Matériaux et Constructions No. 85, 1982
- [88] Wahla, M.I.
Direct Measurement of Bond Slip in Reinforced Concrete. Disserta-
tion Cornell University, 1970
- [89] Walther, R.; Soretz, St.
Versuche über den Einfluß der Kornzusammensetzung des Betons auf
den Verbund. Beton- und Stahlbetonbau No. 5, 1967

- [90] Watstein, D.; Mathey, R.G.
Evaluation of Width of Cracks in Concrete at the Surface of Reinforcing Steel by Means of Tensile Bond Specimen. RILEM Symposium, Stockholm 1957
- [91] Wiedemann, G.
Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Dissertation TU Braunschweig, 1982